Пакет программ для проектирования и расчётов элементов строительных конструкций
Статика-2017

Описание программ

Copyright© 2017 mb AEC Software GmbH
Europaallee 14, 67657 Kaiserslautern

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

Тел. (495) 960 22 84
(499) 120 11 33
(499) 128 96 60

Тел./факс: (495) 960 22 83

Internet: www.tech-soft.ru

E-mail: support@tech-soft.ru

Оглавление

Оглавление *3*
Краткое руководство для пользователя *17*
1. Назначение 17
2. Ввод исходных данных 17
3. Расчёт и печать результатов 18
4. Создание проектов и управление ими 19
200 - Система железобетонных плит *21*
1. Расчётная схема 22
2. Нагружение 25
3. Определение внутренних силовых факторов 25
4. Расчётные сочетания усилий 26
5. Определение требуемой продольной арматуры 26
6. Определение требуемой поперечной арматуры 27
7. Расчёт на продавливание 27
8. Конструирование 29
9. Расчёт по трещиностойкости 29
10. Расчёт по деформациям 29
11. Вывод результатов 29
Литература 30
270 – Проектирование капителей и банкеток *31*
1. Расчетная схема и нагрузка 32
2. Расчет по СП 63.13330.2012 и СП 52-101-2003 33
3. Расчет по СНиП 2.03.01-84* 35
4. Расчет по СНБ 5.03.01-02 36
5. Расчет по ЕС2 37
Литература 40
271 – Расчет на продавливание стеной *41*
1. Расчетная схема и нагрузка 42
2. Расчет 43
3. Конструирование арматуры 44
Литература 46
300 - Железобетонная балка *47*
1. Расчётная схема 48
2. Нагружение 48

3. Определение внутренних силовых факторов **49**
4. Конструирование продольной арматуры **50**
5. Конструирование поперечной арматуры **50**
6. Расчеты по предельным состояниям второй группы **50**
7. Вывод результатов **51**
Литература **56**
301 - Железобетонная балка ***57***
1. Расчётная схема **58**
2. Нагружение **58**
3. Определение внутренних силовых факторов **60**
4. Расчет требуемой арматуры **60**
5. Конструирование продольной арматуры **60**
6. Конструирование поперечной арматуры **61**
7. Расчеты по предельным состояниям второй группы **61**
8. Вывод результатов **61**
Литература **68**
304 - Железобетонная балка (Еврокод 2) ***69***
1. Расчётная схема **70**
2. Нагружение **70**
3. Определение внутренних силовых факторов **71**
4. Расчет требуемой арматуры **72**
5. Конструирование продольной арматуры **72**
6. Конструирование поперечной арматуры **72**
7. Расчеты по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности **73**
8. Вывод результатов **73**
Литература **79**
310 - Сталежелезобетонная балка ***80***
1. Расчетная схема **81**
2. Нагружение **82**
3. Определение внутренних силовых факторов **83**
4. Конструирование продольной арматуры **84**
5. Конструирование соединения стального профиля с железобетонной плитой **84**
6. Вывод результатов **84**
Литература **90**
313 – Расчет ж/б балки по огнестойкости ***91***
1. Расчетная схема и сечение **92**

2. Нагрузки **92**

3. Определение температурного поля **93**

4. Расчет балки **94**

4.1 Проверка прочности при действии изгибающего момента 95

4.2 Проверка прочности при действии поперечной силы 95

5. Нелинейный расчет прогиба **96**

Литература **97**

320 – Стальная балка ***98***

1. Расчётная схема **99**

2. Нагружение **99**

3. Определение внутренних силовых факторов **100**

4. Расчет на прочность **101**

5. Расчет устойчивости плоской формы изгиба балки **101**

6. Расчет устойчивости стенки балки **101**

7. Вывод результатов **101**

Литература **107**

330 – Несущий элемент из тонкостенных гнутых профилей ***108***

1. Расчетная схема **109**

2. Нагрузки **110**

3. Сечение **110**

4. Расчет **111**

5. Редуцирование сечения **111**

Литература **114**

403 – Подбор поперечной арматуры (Еврокод 2) ***115***

1. Расчетная схема и нагрузки **116**

2. Расчет **116**

3. Конструирование **118**

Литература **120**

404 – Расчет по трещиностойкости (Еврокод 2) ***121***

1. Сечение **122**

2. Усилия **122**

3. Расчет ширины раскрытия трещин **122**

Литература **124**

405 – Железобетонная колонна (Еврокод 2) ***125***

1. Расчетная схема **126**

2. Сечения **127**

3. Нагрузки **129**

4. Нелинейный расчет **130**
5. Упрощенный расчет **131**
6. Конструирование **132**
7. Учет несовершенств **133**
8. Учет деформаций ползучести **133**
9. Учет податливости основания **133**
10. Учет второстепенных колонн **134**
Литература **135**
406 – Многоярусная колонна общего вида ***136***
1. Расчетная схема **137**
2. Сечения **138**
3. Нагрузки **140**
4. Расчет по недеформированной схеме **141**
5. Расчет по деформированной схеме **143**
6. Конструирование **145**
7. Учет несовершенств **146**
8. Учет деформаций ползучести **146**
9. Учет второстепенных колонн **146**
10. Расчет прогибов **147**
Литература **149**
407 – Расчет ж/б колонны по огнестойкости ***150***
1. Расчетная схема **151**
2. Сечение **151**
3. Нагрузки **151**
4. Расчет **152**
4.1 Определение температурного поля 153
4.2 Определение предельных усилий 154
4.3 Нелинейный расчет усилий 154
Литература **158**
410 – Одноярусная колонна общего вида ***159***
1. Расчетная схема **160**
2. Сечение **160**
3. Нагрузки **162**
4. Расчет **163**
5. Конструирование **166**
Литература **167**
411 – Сталежелезобетонная колонна ***168***

1. Расчетная схема **169**
2. Сечение **170**
3. Нагрузки **172**
4. Расчет по деформированной схеме **172**
5. Расчет по недеформированной схеме **173**
Литература **176**
415 – Колонна (сейсмика, пульсации ветра) ***177***
1. Расчетная схема **178**
2. Сечение **178**
3. Нагрузки **180**
4. Расчет **181**
5. Конструирование **184**
Литература **185**
430 – Сечение с композитной арматурой ***186***
1. Сечение **187**
2. Усилия **188**
3. Расчет **188**
Литература **190**
431 – Плита с композитной арматурой ***191***
1. Расчет по прочности **192**
2. Расчет по трещиностойкости **193**
3. Конструирование **193**
Литература **194**
433 – Подбор продольной арматуры (Еврокод 2) ***195***
1. Сечение **196**
2. Усилия **198**
3. Расчет **198**
4. Конструирование **200**
Литература **202**
434 – Подбор продольной арматуры ***203***
1. Сечение **204**
2. Усилия **207**
3. Расчет **207**
4. Конструирование **209**
Литература **211**
435 – Подбор продольной арматуры в плитах и стенах ***212***

1. Расчет **213**
2. Конструирование **215**
Литература **217**
436– Подбор поперечной арматуры ***218***
1. Расчетная схема и нагрузки **219**
2. Расчет на изгиб **219**
3. Расчет на кручение с изгибом **220**
4. Конструирование **223**
Литература **224**
437 – Расчет по прочности и трещиностойкости ***225***
1. Сечение **226**
2. Усилия **227**
3. Расчет **228**
4. Конструирование **229**
Литература **231**
439 – Сталежелезобетонный элемент ***232***
1. Сечение балки **233**
2. Сечение колонны **235**
3. Усилия **236**
4. Расчет балки по прочности **237**
5. Расчет балки по трещиностойкости **238**
6. Расчет колонны по прочности **238**
7. Расчет колонны по трещиностойкости **240**
8. Определение напряженно-деформированного состояния **240**
Литература **242**
440 – Расчет на продавливание ***243***
1. Расчетная схема и нагрузка **244**
2. Расчет по СП 63.13330.2012 и СП 52-101-2003 ..... **244**
3. Расчет по СНиП 2.03.01-84* **247**
4. Расчет по СНБ 5.03.01-02 ..... **248**
5. Конструирование арматуры **249**
Литература **251**
441 – Расчет на продавливание (Еврокод 2) ***252***
1. Расчетная схема **253**
2. Нагрузки **253**
3. Расчет **255**

4. Конструирование арматуры **258**

Литература **260**

445 – Расчет на местное сжатие ***261***

1. Расчет по СНиП 2.03.01-84* **262**

2. Расчет по СП 63.13330.2012 и СП 52-101-2003 ..... **264**

3. Расчет по СНБ 5.03.01-02 ..... **265**

4. Конструирование арматуры **266**

Литература **267**

450 – Расчет по огнестойкости ***268***

1. Сечения **269**

2. Усилия **270**

3. Расчет по огнестойкости **270**

3.1 Определение температурного поля 270

3.2 Определение предельных усилий 273

Литература **281**

454 – Расчет на продавливание при огневом воздействии ***282***

1. Расчетная схема и нагрузка **283**

2. Расчет на продавливание **285**

3. Расчет на продавливание при огневом воздействии **287**

Литература **289**

462 – База колонны двутаврового сечения ***290***

1. Конструкция базы **291**

2. Нагрузки **291**

3. Расчет базы **292**

4. Подбор размеров базы **296**

Литература **297**

463 – База колонны трубчатого сечения ***298***

1. Конструкция базы **299**

2. Нагрузки **300**

3. Расчет базы **300**

4. Подбор размеров базы **303**

Литература **305**

465 – Подбор сечения стального элемента ***306***

1. Виды сечений **307**

2. Подбор сечения **307**

3. Расчет балки **308**

4. Расчет колонны **310**

Литература **313**

466 – Подбор сечения стального элемента (Еврокод 3) ***314***

1. Виды сечений **315**

2. Подбор сечения **316**

3. Расчет балки **317**

3.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2 317

3.2 Проверка прочности сечения класса 3 318

3.3 Проверка устойчивости 318

4. Расчет колонны **319**

4.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2 319

4.2 Проверка прочности сечения класса 3 319

4.3 Проверка устойчивости 319

Литература **323**

467 - Расчетные длины колонн ***324***

1. Расчетная схема **325**

2. Нагрузки **325**

3. Расчет **326**

Литература **328**

468 - Стальная колонна ***329***

1. Расчетная схема **330**

2. Нагрузки **330**

3. Сечение **332**

4. Расчет на прочность и устойчивость **333**

5. Расчет прогибов **336**

Литература **337**

469 - Стальная колонна (Еврокод 3) ***338***

1. Расчетная схема **339**

2. Нагрузки **339**

3. Сечение **341**

4. Расчет по прочности **342**

4.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2 342

4.2 Проверка прочности сечения класса 3 343

5. Расчет по устойчивости **343**

6. Определение критического момента **346**

Литература **348**

470 - Сквозная колонна ***349***

1. Расчетная схема **350**

2. Нагрузки **351**

3. Сечение колонны **352**

4. Соединительные элементы **354**

5. Расчет колонны **355**

5.1 Определение усилий 355
5.2 Определение расчетных длин 356
5.3 Проверка прочности и устойчивости колонны 356
5.4 Проверка устойчивости ветвей 357
5.5 Проверка устойчивости стенок и полок ветвей 358
5.6 Расчет планок 359
5.7 Расчет раскосов 360

Литература **362**

500 – Плитный фундамент ***363***

1. Расчётная схема **364**

2. Нагрузки **364**

3. Расчет усилий, осадки и давления **365**

4. Расчет продольной арматуры **365**

5. Расчет поперечной арматуры **366**

6. Расчёт на продавливание **366**

7. Конструирование продольной арматуры **367**

8. Расчёт по трещиностойкости **367**

Литература **368**

510 - Железобетонная свая ***369***

1. Свая **370**

2. Грунт **371**

3. Нагрузки **374**

4. Расчет сваи и ее основания **374**

5. Расчет осадки сваи **375**

Литература **377**

511 – Свая в вечномерзлом грунте ***378***

1. Свая **379**

2. Грунт **379**

3. Нагрузки **380**

4. Проверка прочности грунта основания сваи **381**

5. Проверка прочности и трещиностойкости сваи **381**

Литература **382**

512 – Короткая железобетонная свая ***383***

1. Свая **384**

2. Грунт **384**

3. Нагрузки **384**

4. Расчет сваи и ее основания **385**

5. Расчет осадки сваи **386**

Литература **387**

513 – Свая опоры ЛЭП ***388***

1. Свая **389**

2. Грунт **389**

3. Нагрузки **389**

4. Расчет сваи и ее основания **390**

5. Расчет осадки сваи **391**

Литература **392**

515 - Свайный фундамент с плитным ростверком ***393***

1. Фундамент **394**

2. Грунт **396**

3. Нагрузки **399**

4. Расчет свай и их оснований **400**

5. Расчет ростверка **401**

6. Расчет осадки фундамента **402**

Литература **403**

516 - Свайный фундамент с ленточным ростверком ***404***

1. Фундамент **405**

2. Грунт **406**

3. Нагрузки **409**

4. Расчет свай и их оснований **410**

5. Расчет ростверка **411**

6. Расчет осадки фундамента **412**

Литература **413**

520 - Ленточный фундамент ***414***

1. Фундамент **415**

2. Грунт **415**

3. Нагрузки **416**

4. Расчет усилий **417**

5. Расчет и конструирование продольной арматуры **417**

6. Расчет и конструирование арматуры в свесах полки **418**

7. Расчет и конструирование поперечной арматуры **419**

8. Расчет по трещиностойкости **419**

9. Расчет осадки **420**

10. Нелинейный расчет осадки **421**

Литература **422**

521 - Ленточный фундамент под стену ***423***

1. Фундамент **424**

2. Грунт **424**

3. Нагрузки **425**

4. Расчет по прочности **425**

5. Расчет по трещиностойкости **426**

6. Расчет осадки и крена **426**

Литература **427**

535 - Отдельный фундамент под колонну ***428***

1. Расчетная схема **429**

1.1 Характеристики основания 429

1.2 Характеристики фундамента 429

2. Нагрузки **430**

3. Расчет основания, выбор размеров подошвы фундамента **430**

4. Выбор размеров фундамента и расчет арматуры **431**

5. Вывод результатов **432**

5.1 Исходные данные 432

5.2 Расчетные сочетания усилий 433

5.3 Результаты расчета фундамента 433

5.4 Расчет основания 435

5.5 Расчет железобетонного фундамента 435

Литература **437**

536 – Поле столбчатых фундаментов под колонны ***438***

1. Расчетная схема **439**

1.1 Характеристики основания 439

1.2 Характеристики фундамента 440

2. Нагрузки **440**

3. Расчет основания, выбор размеров подошвы фундамента **441**

4. Выбор размеров фундамента и расчет арматуры **442**

5. Вывод результатов **444**

5.1 Исходные данные 444

5.2 Расчетные сочетания усилий 445

5.3 Расчет основания 446

5.4 Результаты расчета фундамента 446

5.5 Расчет железобетонного фундамента 447

Литература **449**

538 – Поле свайных фундаментов ***450***

1. Фундаменты **451**

2. Грунт **451**

3. Нагрузки **451**

4. Расчет сваи **452**

5. Расчет ростверка **453**

Литература **455**

545 – Подпорная стенка уголкового профиля ***456***

1. Расчетная схема **457**

2. Нагрузки **458**

3. Расчет давления грунта **458**

3.1 Метод Кульмана 459

3.2 Давление грунта для проверки устойчивости 459

3.3 Давление грунта для конструктивного расчета стены 459

4. Проверка устойчивости угловой подпорной стенки **459**

5. Расчет прочности железобетонной конструкции стенки **460**

Литература **461**

546 – Стена подвала ***462***

1. Расчетная схема **463**

2. Нагрузки **463**

3. Расчет давления грунта **464**

3.1 Метод Кульманна 464

4. Проверка устойчивости подвальной стенки **465**

5. Расчет прочности железобетонной конструкции стенки **465**

Литература **466**

550 – Расчет оснований ***467***

1. Фундамент **468**

2. Грунт **468**

3. Нагрузка **470**

4. Расчет осадки **470**

5. Расчет просадки **473**

6. Подбор размеров фундамента **474**

7. Определение несущей способности **475**

Литература **476**

552 – Свая РИТ ***477***

1. Свая **478**

2. Грунт **479**

3. Нагрузки **479**

4. Расчет сваи и ее основания **479**

Литература **481**

570 – Шпунтовая стенка ***482***

1. Расчетная схема **483**

2. Нагружение **483**

3. Расчет давления грунта **484**
3.1 Определение давления грунта по методу Кульмана 484

4. Расчет усилий в сечениях стенки **485**
4.1 Методы расчета 485
4.2 Определение положения воображаемой опоры 485
4.3 Определение дополнительной глубины заделки 485
4.4 Вычисление требуемой длины профиля 485

5. Проектирование несущих элементов стенки **486**
5.1 Несущие элементы стенки из стали 486
5.2 Несущие элементы стенки из железобетона 486

6. Дополнительные расчеты и проверки **486**

7. Пояснительные чертежи **486**
7.1 Чертеж расчетной схемы 486
7.2 Чертеж нагрузок 486
7.3 Чертеж давления грунта 487
7.4 Чертеж усилий в сечении 487

Литература **488**

580 – Свайный фундамент под колонну ***489***

1. Фундамент **490**

2. Грунт **492**

3. Нагрузки **495**

4. Расчет свай и их оснований **496**

5. Расчет ростверка по прочности сечений и по трещиностойкости **497**

6. Расчет ростверка на смятие колонной **498**

7. Расчет ростверка на продавливание **499**

Литература **501**

685 – Проверка устойчивости стенки балки ***502***

1. Расчетная схема **503**

2. Расчет по СНиП II-23-81* **503**

3. Расчет по СП 16.13330.2011 и СП 53-102-2004 ..... **505**

Литература **507**

692 – Болтовой узел рамы ***508***

1. Конструкция **509**

2. Нагружение **509**

3. Проектирование **510**
3.1 Проверка стенки узла 511
3.2 Проектирование ребер жесткости 513
3.3 Проектирование несущей накладки 516
3.4 Приварка торцевой плиты 517
3.5 Проектирование соединения без предварительного натяжения болтов 518
3.6 Проектирование соединения с предварительным натяжением болтов 520

3.7 Проверка на смятие стенки отверстий согласно DIN 18800 522

Литература 524

693 – Сварной узел рамы 525

1. Конструкция 526

2. Нагружение 526

3. Проектирование 527

3.1 Проверка стенки узла 528

3.2 Проектирование ребер жесткости 531

3.3 Проектирование несущей накладки 533

3.4 Приварка профиля 534

Литература 535

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 **ProjektManager**.

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. Предусмотрены возможности вставки рисунков и текста, а также преобразования документа в формат pdf для просмотра в программах Adobe Acrobat и Adobe Reader.

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

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

2. Ввод исходных данных

Для создания новой позиции или открытия существующей позиции используется команда *Создать модель* или *Открыть* из ленты меню *Статика* в программе **ProektManager.** При создании новой позиции, требуется выбрать расчётную программу с помощью кнопок на ленте меню программы ввода. Исходные данные для расчёта задаются в окне *Ввод*. Окно *Ввод* содержит поля для ввода данных. Поля ввода, связанные по смыслу, группируются в вопросы, а вопросы – в разделы. Возможны следующие типы полей ввода:

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

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

С целью сокращения объёма ввода, для некоторых полей предусмотрено получение значений из стандартных шаблонов, автоматически появляющихся при создании позиции. Шаблоны могут создаваться пользователем. Для создания или изменения шаблонов, используется команда *Сохранить как шаблон*, доступная в контекстном меню *Позиции*. В появляющемся диалоге можно выбрать формирование нового шаблона или изменение существующего.

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

Кроме того, для оформления и дополнения документа, можно использовать поставляемые вместе с пакетом **СТАТИКА** сервисные программы для вставки текста, рисунков и других необходимых элементов.

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

Помимо окна *Ввод*, предусмотрены следующие вспомогательные окна:

- Содержание
- Текстовая помощь
- Графическая помощь
- Указания к проекту
- Вывод

Вспомогательными окнами можно управлять с помощью команд из меню *Вид*. В окне *Содержание* отображается структура проекта с разделами ввода. При помощи этого окна, можно быстро перейти на требуемое поле ввода. В окне *Текстовая помощь* отображается описание текущего вопроса (параметры, единицы измерения, области допустимых значений, ссылки на пункты норм и др.). В окне *Графическая помощь* отображаются поясняющие рисунки к текущему вопросу, при этом выделяется цветом параметр, соответствующий текущему полю ввода.

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

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

3. Расчёт и печать результатов

Сохранение введенных данных осуществляется кнопкой *Сохранить* на верхней панели инструментов. Расчёт выполняется при помощи команды *Расчет* из закладки *Расчет*. Результаты расчёта выводятся в окно *Документ* в форме выходного документа. Команда *Печать* из контекстной закладки *Документ* позволяет выбрать форму выходного документа.

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) через меню *Документ – Создать*. Пакет **Статика** позволяет напечатать документ в компактной форме (2 или 4 страницы документа на одном листе бумаги).

4. Создание проектов и управление ими

Программа **ProjektManager** предназначена для работы с проектами, которые представляют собой группы позиций. Каждый проект имеет разделы *Проект, Адреса, Статика, Шаблоны, Документы, Результаты,* а также разделы проектов других расчетных и графических программ пакета **Ing+ 2017**. В разделе *Проект* содержится общая информация о проекте. В разделе *Статика* хранятся расчётные позиции. Раздел *Документы* предназначен для хранения сопутствующих документов проекта (документов Microsoft Word, чертежей AutoCAD и др.), а в разделе *Результаты* хранятся результаты расчета. Проект может быть создан в любой папке файловой системы, за исключением корневого каталога. Проекты могут объединяться в группы. Создавать проекты и группы проектов можно командами из меню *ProektManager*.

При помощи **Статики** можно также создавать, открывать и рассчитывать позиции. Для этого используются команды из ленты *Строительные элементы, Основания и фундаменты и т.д.* Программа **Статика** даёт возможность провести расчёт сразу нескольких позиций. Для этого необходимо в закладке *Расчет* вызвать команду *Управление расчетами*, выделить эти позиции и запустить их на расчёт одной командой. **ProjektManager** имеет функцию архивирования, функцию работы с электронной почтой, поддерживает работу нескольких пользователей в локальной сети над одним проектом.

При инсталляции пакета **Статика**, создаётся группа *Проекты*, содержащая группу *Примеры* и группу *Другие*, а также проект *Статика* с примерами позиций.

200 - Система железобетонных плит

Программа предназначена для расчёта системы прямоугольных плит по СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции” [1], либо по СП 52-101-03 “Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры” [7], либо по СП 63.13330.2012 “Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения” [9], либо по СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [8]. Возможно задание прямоугольных колонн и отверстий. Нагрузки могут быть как сосредоточенными, так и распределёнными. Статический расчёт проводится методом конечных элементов. Расчётные сочетания усилий определяются согласно СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [2]. После определения требуемой арматуры, осуществляется конструирование арматуры. Для подобранной арматуры проводится расчёт по трещиностойкости и по деформациям.

1. Расчётная схема

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

Рис. 1. Пример задания расположения плиты

Рис. 2. Пример задания расположения колонны

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

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

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

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

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

Рис. 4. Отрезки соприкосновения плит

	I свободный край	II свободное опирание	III упругое защемление	IV заделка	V жёсткое соединение плит, опора	VI жёсткое соединение плит
Тип					Плита 1 Плита 2	Плита 1 Плита 2
Обозначение на рисунках						

Рис. 5. Возможные условия закрепления плит

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

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

Жёсткости соответствующих пружин могут быть рассчитаны по формулам:

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

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

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

где H - высота колонны [м]
E - модуль упругости материала колонны [кН/м^2]
l_x, l_y - размеры колонны [м]

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

Рис. 6. Задание расположения стенного проёма

2. Нагружение

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

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

3. Определение внутренних силовых факторов

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

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

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

4. Расчётные сочетания усилий

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

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

5. Определение требуемой продольной арматуры

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

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

Рис. 7. Учёт ширины опирания при определении моментов

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

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

6. Определение требуемой поперечной арматуры

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

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

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

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

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

7. Расчёт на продавливание

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

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

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

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

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

Рис. 9. Распределение усилий при расчёте на продавливание

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

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

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

а) варианты построения большего основания пирамиды продавливания

б) учёт близко расположенного свободного края плиты

Рис. 10. Параметры расчёта на продавливание

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

8. Конструирование

Конструирование нижней и верхней арматуры осуществляется отдельно для каждой плиты.

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

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

9. Расчёт по трещиностойкости

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

10. Расчёт по деформациям

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

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

11. Вывод результатов

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

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
4. Проектирование железобетонных конструкций : Справочное пособие / А.Б.Голышев, В.Я.Бачинский, В.П.Полищук, А.В.Харченко, И.В.Руденко; Под ред. А.Б.Голышева. —К. Будивэльнык, 1985. — 496 с.
5. Eurocode No. 2 : Design of concrete structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings, 1989.
6. Руководство по расчёту статически неопределимых железобетонных конструкций/НИИЖБ Госстроя СССР. - М. : Стройиздат, 1975. – 192 с.
7. СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.
8. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
9. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2012.

270 – Проектирование капителей и банкеток

Программа предназначена для подбора размеров капители или банкетки по расчету на продавливание плиты согласно следующим нормам: СП 63.13330.2012 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5], ТКП EN 1992-1-1 [6]. Предусмотрен учет влияния свободных краев плиты. Допускается задание бетона с ненормированной прочностью.

1. Расчетная схема и нагрузка

Рассматривается продавливание плиты перекрытия или фундаментной плиты колонной прямоугольного или круглого сечения. В плоскости плиты вводится система координат x, y, начало которой находится в центре сечения колонны. Колонны подразделяются на средние, краевые и угловые. В случае средней колонны, влияние свободных (незакрепленных) краев плиты не учитывается. В случае краевой колонны, учитывается влияние свободного края плиты, параллельного оси x или оси y, а в случае угловой колонны, учитывается влияние свободных краев плиты, параллельных осям x и y (рис.1).

Рис. 1. Краевая и угловая колонны

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

Рис. 2. Виды капителей

Нагрузка на плиту, действующая в пределах сечения колонны, характеризуется значением результирующей силы F. Неравномерность распределения нагрузки по грузовой площади и, следовательно, неравномерность распределения напряжений в расчетном поперечном сечении плиты при продавливании в расчете по [3] не учитывается.

В расчете по [1], [2] и [6] предусмотрено задание моментов M_x, M_y относительно осей x, y. Согласно [1], 8.1.46 и [2], 6.2.46, при расчете на продавливание следует учитывать только

половины сосредоточенных моментов, действующих на плиту. В расчете по [4] неравномерность распределения напряжений учитывается путем увеличения расчетной продавливающей силы в зависимости от расположения колонны относительно краев плиты. При расчете по [6] коэффициент учета моментов определяется по заданным моментам M_x, M_y.

2. Расчет по СП 63.13330.2012 и СП 52-101-2003

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

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

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

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

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

Согласно указаниям [1], 8.1.46, учитывается ограничение:

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

Согласно указаниям [2], 6.2.46, учитывается ограничение:

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

Здесь R_{bt} - расчетное сопротивление бетона при растяжении (с учетом коэффициента условий работы бетона γ_b), $h_0 = (h_{0x} + h_{0y})/2$ - средняя рабочая высота сечения плиты (h_{0x}, h_{0y} - значения рабочей высоты для продольной арматуры, расположенной вдоль осей x, y), u - периметр расчетного контура, расположенного на расстоянии $h_0/2$ от площади приложения нагрузки, W_{bx}, W_{by} - моменты сопротивления расчетного контура, соответствующие изгибающим моментам M_x, M_y и имеющие размерность квадрата единицы длины. Пример расчетного контура в случае угловой колонны приведен на рис. 3.

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

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

Рис. 3. Пример расчетного контура

Рис. 4. Пример расчетного контура при учете отверстия

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

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

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

Согласно указаниям раздела 8 [7], проверка прочности проводится для одного или двух расчетных контуров. При $b \le 1.5h$ рассматривается контур, расположенный на расстоянии $b + h_0/2$ от поверхности колонны. Для него предельные усилия $F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$ и $M_{by,ult}$ определяются при рабочей высоте h_0. При $b \ge 1.5(h + h_0)$ рассматриваются два контура. Первый контур расположен на расстоянии $(h + h_0)/2$ от поверхности колонны. Для него

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

3. Расчет по СНиП 2.03.01-84*

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

$$F \le F_b$$

Здесь $F_b = \alpha R_{bt} u_m h_0$, α - коэффициент, зависящий от вида бетона, R_{bt} - расчетное сопротивление бетона при растяжении (с учетом коэффициента условий работы бетона γ_b), u_m - среднее значение периметров оснований пирамиды продавливания, $h_0=(h_{0x}+h_{0y})/2$ - средняя рабочая высота сечения плиты (h_{0x}, h_{0y} - значения рабочей высоты для продольной арматуры, расположенной вдоль осей x, y).

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

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

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

4. Расчет по СНБ 5.03.01-02

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

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

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

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

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

Рис.5. Пример расчетного контура

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

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

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

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

5. Расчет по EC2

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [6], 6.4. Условие прочности плиты без поперечной арматуры имеет вид:

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

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

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

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

Здесь V_{Ed} - расчетная продавливающая сила, β - коэффициент учета моментов, u_1 - периметр основного контрольного контура, $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c$, γ_c - коэффициент безопасности для бетона, зависящий от вида расчетной комбинации воздействий, $k = 1+\sqrt{20/d} \le 2$ ($[d]=$см), $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \le 0.02$ - среднее значение коэффициента продольного армирования, f_{ck} - прочность бетона при сжатии.

При расчете фундаментной плиты учитывается отпор грунта в пределах площади, ограниченной основным контрольным контуром. В случае краевой или угловой колонны определяются координаты x_P, y_P точки приложения равнодействующей P реактивного давления грунта, и сила P переносится в начало координат с добавлением моментов M_{Px}, M_{Py}.

В случае краевой или угловой колонны, основной контрольный контур является незамкнутым и характеризуется центром тяжести с координатами x_c, y_c. В этом случае, производится переход к центральным осям, параллельным исходным осям x, y. При расчете суммируются абсолютные значения заданных моментов M_x, M_y и дополнительных моментов, обусловленных переносом продавливающей силы F.

Коэффициент β, учитывающий моменты, определяется на основе распределения поперечных усилий, которое характеризуется одинаковым абсолютным значением. Основное контрольное сечение разбивается на две части: часть с положительными и часть с отрицательными значениями усилий. Пример распределения поперечных усилий в случае средней колонны показан на рис.6.19 [6].

Формула для определения коэффициента β имеет вид:

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

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

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

$$W_1 = c_1^2/2 + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$$

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

При действии двух моментов допускается применение приближенной формулы (6.43) [6]:

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

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

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

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

где $e = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} / F$.

В случае краевой или угловой колонны, коэффициент β определяется численным методом путем отыскания такого распределения поперечных усилий, для которого выполняются условия равновесия при действии расчетных моментов $k_x M_{x0}$ и $k_y M_{y0}$. Коэффициенты k_x, k_y принимаются по таблице 6.1. В случае угловой колонны, при действии двух расчетных моментов, дополнительно вычисляется значение β после изменения знака одного из расчетных моментов. Из полученных двух значений выбирается наибольшее.

Следует заметить, что для средней колонны прямоугольного сечения, при действии двух моментов, значение коэффициента β, определенное численным методом, меньше значений, получаемых по формуле (6.43).

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

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

Проверка прочности проводится для одного или двух контрольных контуров. При $b \le 2h$, рассматривается контур, расположенный на расстоянии $b + 2d$ от поверхности колонны. Для него расчетное сопротивление $v_{Rd,c}$ определяется при рабочей высоте d. При $b \ge 2(h + d)$ рассматриваются два контура. Первый контур расположен на расстоянии $2(h + d)$ от поверхности колонны. Для него расчетное сопротивление определяется при рабочей высоте

$h+d$, если капитель имеет вид призмы, и при рабочей высоте $h(1-\frac{2(h+d)}{b})+d$, если капитель имеет вид пирамиды. Второй контур расположен на расстоянии $b+2d$ от поверхности колонны. Для него расчетное сопротивление определяется при рабочей высоте d. При $2h<b<2(h+d)$ рассматривается контур, расположенный на расстоянии $2(h+d)$ от поверхности колонны. Для него расчетное сопротивление определяется при рабочей высоте d.

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
6. ТКП EN 1992-1-1: Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
7. Разработка методики расчета и конструирования монолитных железобетонных безбалочных перекрытий, фундаментных плит и ростверков на продавливание / Научно-технический отчет ГУП «НИИЖБ» по договору № 709 от 01.10.2002.

271 – Расчет на продавливание стеной

Программа предназначена для расчёта на продавливание плиты перекрытия краем или углом стены согласно СП 63.13330.2012 [1] и Отчету ГУП «НИИЖБ» [2]. Если прочность плиты без поперечной арматуры не обеспечена, то производится конструирование арматуры. По результатам конструирования, выводится картина размещения хомутов. Допускается задание бетона и/или арматуры с ненормированной прочностью.

1. Расчетная схема и нагрузка

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

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

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

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

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

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

Рис.3. Расчетный контур при продавливании углом стены

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

2. Расчет

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

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

Здесь $F_{b,ult}=R_{bt}\cdot u\cdot h_0$, $F_{sw,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot u$, $M_{b,ult}=R_{bt}\cdot W_b\cdot h_0$, $M_{sw,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot W_{sw}$, $q_{sw}=\frac{R_{sw}\cdot A_{sw}}{s_w}$, R_{bt} - расчетное сопротивление бетона при растяжении (с учетом коэффициента условий работы бетона γ_b), h_0 - средняя рабочая высота сечения плиты, u - длина расчетного контура, расположенного на расстоянии $h_0/2$ от стены, R_{sw} - расчетное сопротивление поперечной арматуры, s_w - шаг хомутов вдоль расчетного контура, A_{sw} - суммарная площадь сечений хомутов, расположенных по обе стороны от расчетного контура на расстоянии не более $h_0/2$ в пределах полосы шириной s_w вдоль расчетного контура (как правило, A_{sw} определяется для двух хомутов), W_b - момент сопротивления расчетного контура, соответствующий моменту M и имеющий размерность квадрата единицы длины. При равномерном расположении поперечной арматуры принимается $W_{sw}=W_b$.

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

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

3. Конструирование арматуры

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

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

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

Допускается увеличение шага до $h_0/2$. Расстояние между стеной и ближайшими к ней хомутами должно быть не меньше $h_0/3$ и не больше $h_0/2$. Размер зоны армирования должен быть не меньше $1.5h_0$. Кроме того, учитывается указание [1], 10.3.17 о том, что шаг хомутов принимается не более ¼ стороны расчетного контура. Это указание не учитывается при размещении хомутов внутри угла стены. При учете свободного края плиты хомуты размещаются так, чтобы толщина защитного слоя бетона была не менее 20 мм.

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

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

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

Рис.6. Размещение хомутов при продавливании углом стены

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализирована редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
2. Разработка методики расчета и конструирования монолитных железобетонных безбалочных перекрытий, фундаментных плит и ростверков на продавливание/Научно-технический отчет ГУП «НИИЖБ» по договору № 709 от 01.10.2002.

300 - Железобетонная балка

Программа предназначена для проектирования и расчёта многопролетной балки, согласно СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции” [1], либо по СП 52-101-03 “Железобетонные и бетонные и конструкции” [2], либо по СП 63.13330.2012 “Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.” [7], либо СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [5]. Возможно задание шарниров, вутов, консолей. Предусмотрен расчёт балки как части ребристой плиты. Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки, а также температурные воздействия и осадки опор. Расчётные сочетания усилий определяются автоматически, согласно СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [3], либо СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции” [5]. При расчете по СП 63.13330.2012, расчётные сочетания усилий определяются по СП 20.13330.2011 “Нагрузки и воздействия” [8]. Возможен расчет с перераспределением усилий. Продольная и поперечная арматура определяются на основе расчетов по предельным состояниям первой и второй групп. При конструировании продольной арматуры, подбираются диаметры продольных стержней и определяются места их обрыва с учётом длин анкеровки. При конструировании поперечной арматуры, определяется расположение хомутов.

1. Расчётная схема

Расчётная схема представляет собой многопролетную неразрезную балку с консолями. Максимальное количество пролётов равно 10. Сечение балки может быть прямоугольным или тавровым. Возможно наличие вутов и/или скачков размеров сечения по ширине и по высоте. Для концевых опор можно задавать упругое защемление. В опорах снизу и/или сверху могут учитываться примыкающие стойки, предусмотрен ввод вертикальных пружин в опорах. В пролётах можно задавать шарниры.

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

Рис. 1. Пример расчётной схемы

2. Нагружение

Различаются постоянные, длительные, кратковременные и особые нагрузки. Возможен учет следующих нагрузок: равномерно распределенных, блочных, трапециевидных, нагрузок на перекрытие, сосредоточенных сил, сосредоточенных моментов, скачка температуры и смещения опор. Длительные и кратковременные нагрузки могут объединяться в группу несочетаемых нагрузок (нагрузки не могут действовать одновременно). Временная нагрузка

может задаваться как знакопеременная нагрузка. В этом случае, в расчёте учитывается заданная нагрузка и нагрузка противоположного знака. Для временных нагрузок, действующих на нескольких пролетах возможен учет неблагоприятного распределения нагрузки по пролетам.

Рис. 2. Виды нагрузок

3. Определение внутренних силовых факторов

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

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

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

4. Конструирование продольной арматуры

Программа поддерживает три различные формы конструирования арматуры:

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

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

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

5. Конструирование поперечной арматуры

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

6. Расчеты по предельным состояниям второй группы

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

К трещиностойкости балки может быть предъявлено требование недопущения трещин (1-я категория по СНиП 2.03.01-84*), либо требования по ограничению ширины раскрытия трещин. В последнем случае, допустимая ширина раскрытия трещин ограничивается либо требованием соответствующих СНиП (3-я категория по СНиП 2.03.01-84*, сохранность арматуры или проницаемость конструкции по СП 52-101-03 и СП 63.13330.2012), либо задается пользователем. При расчете по СП 63.13330.2012, если задано условие недопустимости образования трещин, расчетные сочетания усилий определяются как для расчета по прочности. При конструировании продольной арматуры, происходит наращивание количества и длин стержней, пока предъявленные требования не будут удовлетворены во всех сечениях балки, за исключением участков непосредственно над опорами, которые не принимаются в расчет. *Если задано перераспределение усилий, то над опорами устанавливается уменьшенное количество арматуры, поэтому, в этом случае, требования по ограничению ширины раскрытия трещин в приопорных зонах часто не могут быть выполнены.*

7. Вывод результатов

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

Расчетная схема:

Размеры

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

Опоры

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

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

Нагрузки:

Нагружение 2 постоянные нагрузки

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

Внутренние силовые факторы:

Нагружение 1 моменты Mупр [кНм]

Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]

Нагружение 1

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

Для каждого нагружения выводятся характеристические максимальные и минимальные усилия в сечении Mупр и Qупр. Различие между максимальными и минимальными значениями возникает только для длительных и кратковременных нагрузок и связано с благоприятным и неблагоприятным распределением этих нагрузок по пролетам. Результаты выводятся на границах пролетов, на срезе опор (точки помечены “o”), на расстоянии рабочей высоты сечения от среза опор (точки помечены “ho”) и в точках с максимальными значениями внутренних силовых факторов (точки помечены “*”). Объем вывода может быть увеличен пользователем путем задания дополнительных точек.

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

Результаты расчета требуемой арматуры.

Защитный слой

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

Пролёт 1

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

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

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

Конструирование арматуры:

Констр. арматуры

As [см2]
M = 1 :170

Продольная арматура

Asw/s [см2/м]
M = 1 :170

Поперечная арматура

Пролет 2
M = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 7.23

Монтажная арматура нижняя n = 2 ds = 12 мм

Продольн. арм.

пролёт опора	тип	кол.	ds [мм]	ряд	As1 [см2]	a [м]	l [м]
1	н	2	12	1	2.26	0.00	21.00
1	н	1	12	1	3.39	0.63	1.65
1	н	4	12	1	7.92	-0.33	6.53
2	н	2	25	1	12.08	-0.37	9.75
2	н	1	25	1	16.99	1.33	5.29
3	н	1	12	1	3.39	3.28	2.18
B	в	2	25	1	9.82	-3.40	5.10
B	в	1	25	1	14.73	-2.32	3.52
B	в	2	25	1	24.54	-1.65	2.70
C	в	2	25	1	9.82	-2.14	5.26
C	в	2	25	1	19.63	-1.17	3.01

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

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

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

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

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

Расчет по образованию и раскрытию трещин:

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

Нормальные трещины

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

Наклонные трещины

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

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

Расчет прогибов:

Прогибы [мм]
M = 1 :115

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

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

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
5. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
6. Изменение №1 СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2004. – 22 с.
7. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2012.
8. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2011.

301 - Железобетонная балка

с учетом продольной силы и крутящего момента

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

1. Расчётная схема

Расчётная схема представляет собой многопролетную неразрезную балку с консолями. Максимальное количество пролётов равно 10. Сечение балки может быть прямоугольным или тавровым. Возможно наличие вутов и/или скачков размеров сечения по ширине и по высоте. Для концевых опор можно задавать упругое защемление. В опорах снизу и/или сверху могут учитываться примыкающие стойки, предусмотрен ввод вертикальных пружин в опорах. В пролётах можно задавать шарниры.

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

Рис. 1. Пример расчётной схемы

2. Нагружение

Различаются постоянные, длительные, кратковременные и особые нагрузки. Кратковременные нагрузки подразделяются на ветровые и прочие, при этом для ветровых нагрузок вводятся статическая и пульсационные составляющие. Особые нагрузки подразделяются на сейсмические и прочие, при этом для сейсмических нагрузок вводятся компоненты, соответствующие различным формам колебаний. Возможен учет следующих нагрузок:

равномерно распределенных, блочных, трапециевидных, нагрузок на перекрытие, сосредоточенных сил, сосредоточенных моментов, скачка температуры и смещения опор. Продольные силы (N) и крутящие моменты (Мк) вводятся как внутренние силовые факторы отрезками (до 40) трапеций. Длительные и кратковременные нагрузки могут объединяться в группу несочетаемых нагрузок (нагрузки не могут действовать одновременно). Временная нагрузка может задаваться как знакопеременная нагрузка. В этом случае в расчёте учитывается заданная нагрузка и нагрузка противоположного знака. Для временных нагрузок, действующих на нескольких пролетах, возможен учет неблагоприятного распределения нагрузки по пролетам. Кроме того, возможно задание готовых комбинаций нагрузок.

Рис. 2. Виды нагрузок

3. Определение внутренних силовых факторов

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

4. Расчет требуемой арматуры

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

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

5. Конструирование продольной арматуры

Программа поддерживает три различные формы конструирования арматуры:

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

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

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

6. Конструирование поперечной арматуры

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

7. Расчеты по предельным состояниям второй группы

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

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

8. Вывод результатов

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

Расчетная схема:

Размеры

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

Опоры

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

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

Нагрузки:

Нагружение 2 постоянные нагрузки

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

Внутренние силовые факторы:

Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]

Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]

Нагружение 1

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

Для каждого нагружения выводятся характеристические максимальные и минимальные усилия в сечении Мупр и Qупр. Различие между максимальными и минимальными значениями возникает только для длительных и кратковременных нагрузок и связано с благоприятным и неблагоприятным распределением этих нагрузок по пролетам. Результаты выводятся на границах пролетов, на срезе опор (точки помечены “o”), на расстоянии рабочей высоты сечения от среза опор (точки помечены “ho”) и в точках с максимальными значениями внутренних силовых факторов (точки помечены “*”). Объем вывода может быть увеличен пользователем путем задания дополнительных точек.

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

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

Результаты расчета требуемой арматуры.

Защитный слой

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

Пролёт 1

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

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

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

Конструирование арматуры:

Констр. арматуры
As [см2]
M = 1 :170

Продольная арматура

Asw/s [см2/м]
M = 1 :170

Поперечная арматура

Пролет 2
M = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 7.23

Монтажная арматура нижняя n = 2 ds = 12 мм

Продольн. арм.

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

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

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

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

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

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

Расчет по образованию и раскрытию трещин:

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

Нормальные трещины

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

Наклонные трещины

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

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

Расчет прогибов:

Прогибы [мм]
M = 1 :115

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

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

Литература

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

304 - Железобетонная балка (Еврокод 2)

Программа предназначена для проектирования и расчёта многопролетной балки согласно требованиям ТКП EN 1992-1-1: Еврокод 2 [1]. Возможно задание шарниров, вутов, консолей. Предусмотрен расчёт балки прямоугольного и таврового сечений. Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки, а также температурные воздействия и осадки опор. Расчётные сочетания усилий определяются автоматически согласно СТБ EN 1990-2007 [2]. Возможен расчет с перераспределением усилий. Продольная и поперечная арматура определяются на основе расчетов по предельным состояниям первой и второй групп. При конструировании продольной арматуры подбираются диаметры продольных стержней и определяются места их обрыва с учётом длин анкеровки. При конструировании поперечной арматуры определяется расположение хомутов и стержней поперечной арматуры, препятствующей срезу между стенкой и полками тавровых сечений.

1. Расчётная схема

Расчётная схема представляет собой многопролетную неразрезную балку с консолями. Максимальное количество пролётов равно 10. Сечение балки может быть прямоугольным или тавровым. Возможно наличие вутов и/или скачков размеров сечения по ширине и по высоте. Для концевых опор можно задавать упругое защемление. В опорах снизу и/или сверху могут учитываться примыкающие стойки, предусмотрен ввод вертикальных пружин в опорах. В пролётах можно задавать шарниры.

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

Рис. 1. Пример расчётной схемы

2. Нагружение

Различаются постоянные, переменные и особые воздействия. В последнем случае предусмотрено дополнительное подразделение на сейсмические и прочие особые воздействия. Возможен учет следующих нагрузок: равномерно распределенных, блочных, трапециевидных, нагрузок на перекрытие, сосредоточенных сил, сосредоточенных моментов, скачка температуры и смещения опор. Длительные и кратковременные нагрузки могут объединяться в группу несочетаемых нагрузок (нагрузки не могут действовать одновременно). Временная нагрузка может задаваться как знакопеременная нагрузка. В этом случае, в расчёте учитывается заданная нагрузка и нагрузка противоположного знака. Для временных нагрузок, действующих на нескольких пролетах, возможен учет неблагоприятного распределения нагрузки по пролетам.

Рис. 2. Виды нагрузок

3. Определение внутренних силовых факторов

Усилия определяются методом начальных параметров отдельно для каждой нагрузки. Для временных нагрузок определяются максимальные и минимальные усилия в каждом сечении и опорные реакции с учётом неблагоприятного распределения нагрузки по пролётам (если учет необходим).

При обычном линейном расчёте неразрезных балок не учитывается перераспределение усилий вследствие неупругих деформаций бетона и арматуры и образования трещин. Программа позволяет производить перераспределение усилий во внутренних опорах неразрезных балок

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

4. Расчет требуемой арматуры

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

5. Конструирование продольной арматуры

Программа поддерживает три различные формы конструирования арматуры:

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

В местах обрыва стержней и приопорных зонах длина арматурных стержней увеличивается на величину, обеспечивающую прочность наклонных сечений согласно п. 9.2.1.3 [1].

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

6. Конструирование поперечной арматуры

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

7. Расчеты по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности

Программа выполняет расчеты по раскрытию трещин, а также расчет прогибов. При конструировании продольной арматуры происходит наращивание количества и длин стержней, пока предъявленные требования не будут удовлетворены во всех сечениях балки, за исключением участков непосредственно над опорами, которые не принимаются в расчет.

Если задано перераспределение усилий, то над опорами устанавливается уменьшенное количество арматуры, поэтому в этом случае требования по ограничению ширины раскрытия трещин в приопорных зонах часто не могут быть выполнены. Расчет прогибов проводится согласно п. 7.4.3 [1].

8. Вывод результатов

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

Расчетная схема:

Размеры

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

Опоры

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

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

Нагрузки:

Нагружение 2 постоянные нагрузки

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

Внутренние силовые факторы:

Нагружение 1 моменты Mупр [кНм]

Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]

Нагружение 1

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

Для каждого нагружения выводятся характеристические максимальные и минимальные усилия в сечении Mупр и Qупр. Различие между максимальными и минимальными значениями возникает только для длительных и кратковременных нагрузок и связано с благоприятным и неблагоприятным распределением этих нагрузок по пролетам. Результаты выводятся на границах пролетов, на срезе опор (точки помечены “o”), на расстоянии рабочей высоты сечения от среза опор (точки помечены “ho”) и в точках с максимальными значениями внутренних силовых факторов (точки помечены “*”). Объем вывода может быть увеличен пользователем путем задания дополнительных точек.

Вывод расчетных сочетаний усилий аналогичен выводу результатов упругого расчета внутренних силовых факторов. При задании перераспределения опорных моментов выводятся РСУ как до перераспределения, так и после.

Результаты расчета требуемой арматуры:

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

Защитный слой

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

Пролёт 1

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

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

Выводятся толщины защитных слоев “аз” снизу, сверху и сбоку и расстояния до центров тяжести арматурных слоев. В таблице расчета продольной арматуры выводятся значения максимальных моментов и расчетные значения площади арматуры, полученные из расчета по несущей способности (I), и окончательные, с учетом требований по ширине раскрытия трещин и минимальной арматуры.

Конструирование арматуры:

Констр. арматуры
As [см2]
M = 1 :170

Продольная арматура

Asw/s [см2/м]
M = 1 :170

Поперечная арматура

Пролет 2
M = 1 :25

схема армирования сечения с координатой x = 7.23

Монтажная арматура нижняя n = 2 ds = 12 мм

Продольн. арм.

пролёт опора	тип	кол.	ds [мм]	ряд	As1 [см2]	a [м]	l [м]
1	н	2	12	1	2.26	0.00	21.00
1	н	1	12	1	3.39	0.63	1.65
1	н	4	12	1	7.92	-0.33	6.53
2	н	2	25	1	12.08	-0.37	9.75
2	н	1	25	1	16.99	1.33	5.29
3	н	1	12	1	3.39	3.28	2.18
B	в	2	25	1	9.82	-3.40	5.10
B	в	1	25	1	14.73	-2.32	3.52
B	в	2	25	1	24.54	-1.65	2.70
C	в	2	25	1	9.82	-2.14	5.26
C	в	2	25	1	19.63	-1.17	3.01

Длины приведены с учетом анкеровки

Хомуты

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

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

Поперечная арматура препятствующая срезу между полкой и стенкой

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

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

На графиках показаны распределения расчетных значений требуемой арматуры и результаты конструирования. Основная (более светлая) часть эпюры требуемой арматуры соответствует расчету по предельным состояниям несущей способности, а более темные добавки – результат расчета по эксплуатационной пригодности. Схемы армирования сечений выводятся для наиболее нагруженных сечений в пролетах и над опорами, а также в точках, заданных пользователем. В таблице продольной арматуры приведено количество, диаметры, длины и положение арматурных стержней. В таблице поперечной арматуры приведены диаметр и шаг хомутов, а также начальная координата и протяженность участков с постоянным шагом хомутов. Также приводится сводная таблица расхода арматуры.

Расчет ширины раскрытия трещин:

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

Нормальные трещины

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

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

Расчет прогибов:

Прогибы [мм]
М = 1 :80

Прогибы

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

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

Литература

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

310 - Сталежелезобетонная балка

Программа предназначена для проектирования и расчёта многопролетной композитной балки, состоящей из стального двутавра и железобетонной плиты, согласно СТО «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования» [1]. Возможно задание шарниров и консолей. Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки, а также температурные воздействия и осадки опор. Расчётные сочетания усилий определяются автоматически, согласно СП 20.13330.2011 “Нагрузки и воздействия” [2]. Возможен расчет с перераспределением усилий. Продольная арматура определяются на основе расчетов по прочности и трещиностойкости. При конструировании продольной арматуры подбираются диаметры продольных стержней и шаг их расположения в железобетонной плите. Производится расчет соединения стальной балки с железобетонной плитой с определением шага расположения гибких упоров.

1. Расчетная схема

Расчётная схема представляет собой многопролетную неразрезную балку с консолями. Максимальное количество пролётов равно 10. Сечение балки задается в виде прокатного или сварного двутавра и железобетонной плиты с одинаковыми или различными свесами. Пользователь может задать расчетную величину свесов железобетонной плиты, либо она будет рассчитана программой в по правилам СТО АРСС 11251254.001-2015 [1] или EN 1994-1-1:2005 на выбор.

Рис.1. Пример сечения балки

Для концевых опор можно задавать упругое защемление. В опорах снизу и/или сверху могут учитываться примыкающие стойки, предусмотрен ввод вертикальных пружин в опорах. В пролётах можно задавать шарниры.

Модули упругости стали и железобетона принимаются согласно СП 16.13330.2011 [3] и СП 63.13330.2012 [4] в соответствии с заданным классом бетона по прочности.

Рис.2. Пример расчётной схемы

2. Нагружение

Различаются постоянные, длительные, кратковременные и особые нагрузки. Возможен учет следующих нагрузок: равномерно распределенных, блочных, трапециевидных, нагрузок на перекрытие, сосредоточенных сил, сосредоточенных моментов, скачка температуры и смещения опор. Длительные и кратковременные нагрузки могут объединяться в группу несочетаемых нагрузок (нагрузки не могут действовать одновременно). Временная нагрузка может задаваться как знакопеременная нагрузка. В этом случае, в расчёте учитывается заданная нагрузка и нагрузка противоположного знака. Для временных нагрузок, действующих на нескольких пролетах, возможен учет неблагоприятного распределения нагрузки по пролетам.

Рис.3. Виды нагрузок

3. Определение внутренних силовых факторов

Усилия определяются методом начальных параметров отдельно для каждой нагрузки. Для временных нагрузок определяются максимальные и минимальные усилия в каждом сечении и опорные реакции с учётом неблагоприятного распределения нагрузки по пролётам (если учет необходим).

При обычном линейном расчёте неразрезных балок не учитывается перераспределение усилий вследствие неупругих деформаций бетона и арматуры и образования трещин.

Программа позволяет производить перераспределение усилий во внутренних опорах неразрезных балок согласно методу предельного равновесия. Перераспределение происходит путём добавления треугольных эпюр моментов с привлечением двух соседних с опорой пролётов. При перераспределении, опорный момент может быть уменьшен не более чем на 30%.

4. Конструирование продольной арматуры

Программа поддерживает два варианта конструирования арматуры:

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

При подборе продольных стержней, учитываются все стандартные диаметры (6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40). Предусмотрена возможность задать собственный список диаметров. Для каждого пролета можно задать, отдельно для верхней и нижней арматуры, максимальный шаг расположения стержней, минимальный и максимальный диаметры. При подборе арматуры, учитываются требования [4] по минимальным расстояниям между стержнями.

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

5. Конструирование соединения стального профиля с железобетонной плитой

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

6. Вывод результатов

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

Расчетная схема:

Размеры

Пролёт опора	l [м]	$b_п$ [см]	$h_п$ [см]	$b_р$ [см]	$h_р$ [см]	EI [кН*м²]
1	5.00	106.3	20.0	0.0	0.0	215642
2	5.00	106.3	20.0	0.0	0.0	215642
A		79.7	20.0	0.0	0.0	199683
B		62.5	20.0	0.0	0.0	186251
C		79.7	20.0	0.0	0.0	199683

Опоры

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

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

Нагрузки:

Нагружение 2 постоянные нагрузки

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

Внутренние силовые факторы:

Нагружение 1 моменты Мупр [кНм]

Нагружение 1 поперечные силы Qупр [кН]

Нагружение 1

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

Для каждого нагружения выводятся характеристические максимальные и минимальные усилия в сечении Мупр и Qупр. Различие между максимальными и минимальными значениями возникает только для длительных и кратковременных нагрузок и связано с благоприятным и неблагоприятным распределением этих нагрузок по пролетам. Результаты выводятся на границах пролетов, на срезе опор (точки помечены “o”), на расстоянии рабочей высоты сечения от среза опор (точки помечены “ho”) и в точках с максимальными значениями внутренних силовых факторов (точки помечены “*”). Объем вывода может быть увеличен пользователем путем задания дополнительных точек.

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

Результаты расчета требуемой арматуры:

Нижняя арматура

Пролёт		x [м]	M [кНм]	h_0 [мм]	d [мм]	s/n [мм]	As [см²]	$M_{пред}$ [кНм]
1	п	1.99	343	171	12	255	4.5	712
2	п	3.01	343	171	12	255	4.5	712

Верхняя арматура

Опора	x [м]	l [м]	M [кНм]	h_0 [мм]	d [мм]	s [мм]	As [см²]	$M_{пред}$ [кНм]
B	-1.87	3.75	463	177	12	60	13.6	542

Длина стержней приведена с учетом анкеровки.

Пролет 1 схема армирования сечения с координатой x = 1.99
M = 1 :20

Опора B схема армирования сечения
M = 1 :20

В таблице расчета продольной арматуры выводятся значения максимальных моментов и расчетные значения площади арматуры.

Конструирование соединения стального профиля и железобетонной плиты:

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

Соединение плиты

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

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

Общее количество гибких упоров 138 штук

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

Схема установки гибких упоров и эффективная ширина плиты
M = 1 :80

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

Расчет по образованию и раскрытию трещин:

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия обеспечения сохранности арматуры a_{crc1}=0.40мм a_{crc2}=0.30мм

Нормальные трещины

Пролет опора	x [м]	Образование M [кНм]	M_{crc} [кНм]	Продолжительные M [кНм]	a_{crc2} [мм]	Непрод. a_{crc1} [мм]
1	1.99	295.6	504.4	236.2	0.000	0.000
2	3.01	295.6	504.4	236.2	0.000	0.000
B		463.3	143.8	386.1	0.085	0.103

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

Литература

1. СП АРСС 11251254.001-2015 Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования. – М.: 2015.
2. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2011.
3. СП 16.13330.2011: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минрегион России, 2010.
4. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Министерство регионального развития Российской Федерации. М., 2012.

313 – Расчет ж/б балки по огнестойкости

Программа предназначена для расчёта по огнестойкости однопролетной железобетонной балки согласно СТО НИИЖБ [1]. Температурное поле в сечении балки при огневом воздействии определяется путем решения задачи нестационарной теплопроводности с учетом зависимости теплофизических характеристик бетона от температуры. Проводятся проверки прочности при действии изгибающего момента и поперечной силы. Возможен нелинейный расчет прогиба на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматурной стали.

1. Расчетная схема и сечение

Расчетная схема балки представляет собой стержневой элемент, имеющий шарнирные или абсолютно жесткие закрепления краев. Рассматриваются балки прямоугольного и таврового сечений (рис.1).

Рис.1. Виды сечений

Продольная арматура располагается у верхней и нижней граней сечения. Задаются диаметры крайних и промежуточных стержней арматурного слоя, а также число промежуточных стержней. Отсутствие ввода диаметра крайних стержней воспринимается как отсутствие арматуры. Предусмотрено задание дополнительных рядов стержней. Для каждого ряда стержней задаются координаты начала и конца отрезка, на котором размещаются арматурные стержни. При вводе одиночного стержня задаются координаты центра стержня. Для удобства ввода в качестве осей координат принимаются оси, направленные по нижней и левой сторонам прямоугольного сечения или по левой стороне полки и нижней стороне ребра таврового сечения. Задаются число стержней в ряду и диаметр стержней. Данный ввод может применяться при двухрядном размещении стержней верхней или нижней арматуры, а также при размещении стержней в свесах полки таврового сечения. Предусмотрен контроль расстояния между арматурными стержнями.

Поперечная арматура вводится путем задания диаметра хомутов, числа ветвей хомутов в нормальном сечении и шага хомутов по длине балки.

Предусмотрено задание различных значений толщины защитного слоя бетона сверху, снизу и сбоку. Толщина защитного слоя определяется как расстояние от грани балки до поперечной арматуры.

2. Нагрузки

Расчет по огнестойкости проводится для наиболее неблагоприятного сочетания нормативных постоянных и длительных нагрузок согласно СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия».

В том случае, когда нельзя установить значение нормативной нагрузки, следует принимать ее согласно [1] равной 0,7 от расчетной нагрузки.

Возможно задание равномерно распределенной нагрузки по всей длине балки, а также задание сосредоточенной поперечной силы Q и/или сосредоточенного момента M. Точка приложения сосредоточенной нагрузки определяется по расстоянию x от левого края балки. Положительные направления нагрузок показаны на рис.2.

Рис. 2. Положительные направления нагрузок

3. Определение температурного поля

Для определения предела огнестойкости необходимо рассчитать температурное поле в сечении балки от огневого воздействия. Температурное поле $T(y,z,t)$ определяется на основе уравнения нестационарной теплопроводности:

$$\frac{\partial}{\partial y}(\lambda\frac{\partial T}{\partial y})+\frac{\partial}{\partial z}(\lambda\frac{\partial T}{\partial z})=c\rho\frac{\partial T}{\partial t}$$

Здесь λ - коэффициент теплопроводности, c - удельная теплоемкость, ρ - плотность материала, y,z - координаты в плоскости сечения. При расчете температуры в сечении балки не учитывается влияние арматуры.

Огневое воздействие характеризуется зависимостью температуры среды от времени, отсчитываемого от начала пожара. Согласно ГОСТ 30247.0-94 «Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования» при стандартном пожаре принимается следующая зависимость температуры среды от времени:

$$T_0=20+345\lg(8t+1)$$

где t - время в мин. График зависимости $T_0(t)$ представлен на рис.3.

Температурная задача решается конечноразностным методом. Производная $\frac{\partial T}{\partial t}$ заменяется разностным отношением $\frac{T(y,z,t+\Delta t)-T(y,z,t)}{\Delta t}$, где Δt - шаг по времени. Расчет температурного поля в сечении производится для дискретных моментов времени. Производные по координатам также заменяются разностными отношениями. После определения температуры на конечноразностной сетке, температура в произвольной точке сечения определяется интерполяцией.

Рис.3. Зависимость температуры среды от времени

При решении температурной задачи рассматривается нагрев всех сторон сечения, кроме верхней. Предусмотрен вывод распределения температуры вдоль вертикальной оси сечения и картины изотерм (рис.4).

Рис.4. Пример картины изотерм

4. Расчет балки

Расчет балки по огнестойкости включает проверку прочности при действии изгибающего момента и проверку прочности при действии поперечной силы. Огнестойкость балки характеризуется периодом времени от начала пожара до момента потери несущей способности.

4.1 Проверка прочности при действии изгибающего момента

Усилия в балке определяются при помощи линейного расчета. Производится выбор изгибающих моментов, для которых проводится расчет по огнестойкости. В качестве расчетных моментов принимаются наибольшие по абсолютному значению положительный и отрицательный моменты $M_{\min}, M_{\max}$.

Предельное значение момента выражается через действующий момент по формуле $M_u = \gamma_u \cdot M$. Несущая способность исчерпывается, когда предельный момент M_u в одном из сечений балки становится равным расчетному моменту M.

Предельный изгибающий момент определяется на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры с учетом зависимости диаграмм от температуры. Нормативные сопротивления сжатого бетона и арматуры при нормальной температуре принимаются согласно [2]. Предусмотрена возможность задания материалов с ненормированной прочностью.

Для каждого расчетного изгибающего момента в текущий момент времени определяется коэффициент запаса прочности γ_u и строится зависимость наименьшего значения γ_u от времени. Предел огнестойкости определяется по моменту времени, при котором $\gamma_u = 1$ (рис.5).

Рис.5. Пример изменения коэффициента запаса прочности во времени

4.2 Проверка прочности при действии поперечной силы

Расчет проводится, если обеспечена несущая способность балки при действии изгибающего момента. Проверки прочности при действии поперечной силы проводятся согласно [1], 8.28-8.33 для момента времени, соответствующего требуемому пределу огнестойкости. Расчет при огневом воздействии аналогичен расчету при нормальной температуре по [2], 6.2.32 и включает расчет по полосе между наклонными сечениями и расчет по наклонным сечениям. В расчете при огневом воздействии производится редукция сечения с учетом глубины прогрева бетона до $500\,^0C$ для бетона с силикатным заполнителем и $600\,^0C$ для бетона с карбонатным заполнителем. В качестве расчетных сопротивлений бетона R_b, R_{bt} принимаются нормативные значения R_{bn}, R_{btn} при нормальной температуре согласно [2]. Расчетное сопротивление поперечной арматуры R_{swt} принимается равным сопротивлению стали при наибольшей температуре хомутов. Предусмотрена возможность задания материалов с ненормированной прочностью.

Условие прочности по наклонному сечению (8.57) [1] представляется в виде $Q/(Q_b + Q_{sw}) \le 1$. В соответствии с [1], 8.32, 8.33 значение Q_{sw} не учитывается при расчете, если не выполняется условие (8.61) или условие (8.62).

При выполнении условия прочности, текстовый вывод производится для того наклонного сечения, для которого левая часть условия прочности принимает наибольшее значение. Пример графического вывода приведен на рис.6.

Рис.6. Пример графического вывода

5. Нелинейный расчет прогиба

Расчет проводится, если обеспечена несущая способность балки при действии изгибающего момента и поперечной силы. Прогиб балки определяется для момента времени, соответствующего требуемому пределу огнестойкости. В нелинейном расчете кривизна κ определяется на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматурной стали при огневом воздействии. Из-за нелинейного характера зависимости $\kappa(M)$ система уравнений поперечного изгиба является нелинейной. Производная кривизны по M может рассматриваться как величина, обратная к локальной изгибной жесткости D. Нелинейный расчет проводится при помощи метода итераций. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительные приращения момента M и прогиба w становятся малыми. Для контроля точности результатов нелинейного расчета выводится итерационная погрешность ε [%].

При нелинейном расчете производится разбиение балки на участки, в пределах которых изгибная жесткость D принимается постоянной. При вводе задается номинальный шаг дискретизации балки. Предусмотрен вывод расчетных значений изгибной жесткости D и значений отношения D/D_0 (D_0 - изгибная жесткость приведенного сечения балки в линейной постановке при нормальной температуре). Следует отметить, что D существенно меньше D_0.

Литература

1. СТО 36554501-006-2006: Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций / ФГУП «НИЦ «Строительство». – М.: ФГУП ЦПП, 2006.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.

320 – Стальная балка

Программа предназначена для расчёта многопролетной стальной балки согласно СНиП II-23-81* “Стальные конструкции” [1], либо по СП 53-102-2004 “Общие правила проектирования стальных конструкций” [2], либо СП 16.13330.2011 “Стальные конструкции” [5]. Возможно задание шарниров, консолей, примыкающих стоек и упругих опор. Могут задаваться распределённые и сосредоточенные нагрузки, а также температурные воздействия и осадки опор. Расчётные сочетания усилий определяются автоматически согласно СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [3], либо по СП 20.13330.2011 “Нагрузки и воздействия” [6]. Реализованы прокатные и несимметричные сварные сечения из швеллеров, двутавра и короба с возможным заданием дополнительных поясных листов. Расчет производится по упругой или упруго-пластической схеме с перераспределением усилий. Проводятся расчеты прочности, устойчивости плоской формы изгиба балки, устойчивости стенки с установкой, при необходимости, ребер жесткости. Для балки из прокатного профиля реализован режим подбора минимально номера профиля, удовлетворяющего условиям прочности. Для сварного двутавра возможен подбор размеров сечения с устойчивой или с гибкой стенкой.

1. Расчётная схема

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

Рис. 1. Пример расчётной схемы

2. Нагружение

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

Рис. 2. Виды нагрузок

3. Определение внутренних силовых факторов

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

перераспределение опорных и пролетных моментов согласно п. 5.22 СНиП II-23-81* или п. 9.2.5 СП 53-102-2004 или п. 8.2.5 СП 16.13330.2011. Далее, в соответствии с правилами СНиП 2.01.07-85 или 8.2.5 СП 20.13330.2011, строится таблица наиболее опасных сочетаний нагрузок, которая используется в дальнейших расчетах.

4. Расчет на прочность

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

5. Расчет устойчивости плоской формы изгиба балки

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

6. Расчет устойчивости стенки балки

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

7. Вывод результатов

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

Расчетная схема:

Опоры

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

Защемление прав. = 50 % le = 4.00 м

Стойки

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

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

Нагрузки:

Нагружение 2 постоянные нагрузки

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

Внутренние силовые факторы:

Усилия в сечении по линейно упругой теории

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

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

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

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

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

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

Сечение балки и его характеристики:

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

Сечение балки
М = 1 : 4

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

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

Результаты расчета прочности балки:

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

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

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

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

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

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

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

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

Результаты расчета устойчивости балки:

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

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

Ребра жесткости

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

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

Литература

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М., ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
4. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М., ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
5. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81* - М., ОАО ЦПП, 2011. -171с.
6. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* - М., ОАО ЦПП, 2011. -80с.

330 – Несущий элемент из тонкостенных гнутых профилей

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

1. Расчетная схема

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

Рис. 1

2. Нагрузки

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

Рис. 2

3. Сечение

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

Рис. 3

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

Рис. 4

4. Расчет

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

5. Редуцирование сечения

В элементах из тонкостенных гнутых профилей, как правило, не соблюдаются соотношения между шириной полки и/или высотой стенки и толщиной профиля, обеспечивающие их локальную устойчивость. Это приводит к локальному выпучиванию отдельных участков элемента, как это показано на рис.5. Локальная потеря устойчивости отдельных участков элемента не приводит к исчерпанию его несущей способности, но должна быть каким-то образом учтена при расчете последней. В СНиП II-23-81* это учитывается в п. 7.20* путем редуцирования (уменьшения) площади сечения элемента. К сожалению, в СНиП II-23-81* приведено правило редуцирования только для одного частного случая: центрального сжатия. Правила редуцирования сечения для общего случая нагружения элемента изложены в Еврокоде 3 [4]. Из рис.6 видно, что правила редуцирования сечения в единственном, изложенном в СНиП II-23-81* случае, совпадают с правилами Еврокода 3, поскольку получаются из решения одной и той же задачи механики, при этом в СНиП II-23-81* вместо

непосредственного решения приведена его кусочная интерполяция. Это позволяет использовать правила редуцирования сечения, изложенные в Еврокоде 3, и в общем случае нагружения элемента.

Рис. 5

Рис. 6

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

Литература

1. СНиП II-23-81*, Стальные конструкции. Госстрой СССР, 1982.
2. СП 53-102-2004, Общие правила проектирования стальных конструкций. ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 2004.
3. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*). ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, 1989.
4. EN 1993-1-3:2004, Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004.

403 – Подбор поперечной арматуры (Еврокод 2)

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

1. Расчетная схема и нагрузки

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

2. Расчет

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

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

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

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

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

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

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

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

Погонная площадь a_{sw} определяется в см^2/м. Шаг вертикальной поперечной арматуры ограничивается сверху значением $s_{\max} = 0.75d$. Расстояние s_t между ветвями поперечной арматуры в сечении должно удовлетворять условиям $s_t \le 0.75d$, $s_t \le 600$ мм.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Плечо внутренних сил z определяется как расстояние между усилием F_{td} в растянутой продольной арматуре и усилием F_{cd} в сжатом бетоне по формуле $z = z_1 + z_2$, где z_1, z_2 - расстояния от усилий F_{td} и F_{cd} до центра тяжести бетонного сечения, $z_2 = \dfrac{|M| - F_{td} z_1}{N + F_{td}}$, $F_{td} = \sigma_t A_{sl}$. Напряжение σ_t в растянутой арматуре определяется при помощи расчета напряженно-деформированного состояния сечения по усилиям N, M. Указанный расчет проводится на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры без учета работы растянутого бетона.

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

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

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

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

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

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

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

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

3. Конструирование

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

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

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

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

x [м]
0.0
0.5
1.0
1.5
2.0

Литература

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

404 – Расчет по трещиностойкости (Еврокод 2)

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

1. Сечение

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

Рис. 1. Сечения

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

2. Усилия

Продольная сила N и изгибающий момент M_y задаются относительно главных центральных осей y, z бетонного сечения. Принимается, что продольная сила N положительна при сжатии. При действии положительного момента M_y, сжатая зона возникает в верхней части сечения. При расчете по трещиностойкости, усилия соответствуют практически постоянной комбинации воздействий.

3. Расчет ширины раскрытия трещин

Ширина раскрытия трещин определяется по формуле (7.8):

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

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

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

Напряжение σ_s определяется по заданным усилиям при расчете напряженно-деформированного состояния сечения без учета работы растянутого бетона. Значение $A_{c,eff}$ определяется как часть растянутой зоны сечения при высоте $h_{c,ef}$. Значение $h_{c,ef}$ определяется по формуле $h_{c,ef} = 2.5(h - d)$, где h - высота сечения, d - рабочая высота сечения.

Значение $h_{c,ef}$ принимается не более $h/2$ и не более $(h-x)/3$, где x - высота сжатой зоны треснувшего сечения.

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

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

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

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

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

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

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

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

Литература

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

405 – Железобетонная колонна (Еврокод 2)

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

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой последовательность стержневых элементов (частей) произвольного сечения (рис.1). Разбиение колонны на части необходимо при наличии различных сечений, а также для подбора арматуры различной площади или различного диаметра на различных частях колонны. Части нумеруются в направлении снизу вверх. При расчете применяется глобальная система координат xyz, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны. Ось x направлена снизу вверх. На каждой части колонны вводится локальная система координат, вертикальная ось которой совпадает с линией центров тяжести сечений данной части, а горизонтальные оси параллельны осям y, z. Учитывается смещение вертикальной оси части колонны по отношению к оси нижерасположенной части (рис.2).

Рис. 1. Расчетная схема

Рис. 2. Смещение оси

Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления могут задаваться в произвольных точках. Они формулируются для горизонтального перемещения и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. В случае одноярусной колонны, возможен выбор частных расчетных схем, для которых не требуется явно задавать условия закрепления. На рис.3 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны с присоединенными к ней элементами конструкции. Возможен учет податливости основания при помощи коэффициентов

жесткости закрепления нижнего края колонны относительно поворотов. Коэффициенты жесткости приближенно определяется по размерам фундаментной плиты и модулю деформации основания.

Рис. 3. Коэффициенты жесткости упругих связей

2. Сечения

На различных частях колонны могут задаваться различные сечения, отличающиеся по форме или по арматуре. Сечение может задаваться как стандартное сечение (прямоугольное, круговое или кольцевое сечение) или как произвольное полигональное сечение (рис.4).

Рис. 4. Сечения

Для прямоугольного сечения возможны следующие схемы армирования А (рис.5): схема с равными площадями арматуры вблизи вершин сечения (А = 0), схема с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения (А = 1), схема с равными площадями арматуры вблизи верхней и нижней сторон сечения (А = 2), схема с равными площадями арматуры вблизи левой и правой сторон сечения (А = 3).

Для кругового и кольцевого сечений рассматривается схема армирования с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения.

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

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

$A_{si} = k_i \cdot A_{s,\mathrm{var}}$. При помощи расчета отыскивается общая площадь арматуры $A_{s,\mathrm{var}}$, а затем по коэффициентам k_i вычисляются площади арматурных слоев A_{si}.

Рис. 5. Схемы армирования прямоугольного сечения

3. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки: сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные нагрузки, смещения и повороты жестких опор. Возможен автоматический учет собственного веса колонны. Положительные направления нагрузок показаны на рис.6. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов.

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

Рис. 6. Положительные направления нагрузок

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

Возможен ввод знакопеременных воздействий. В этом случае, в расчете учитывается как заданное воздействие, так и воздействие противоположного знака.

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

4. Нелинейный расчет

Нелинейный расчет проводится согласно [1], 5.8.6. Кривизны κ_y и κ_z определяются через усилия на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры. При расчете применяется диаграмма, приведенная в [1], 3.1.5. Из-за нелинейного характера зависимости кривизн от усилий, система уравнений продольно-поперечного изгиба является нелинейной. Нелинейный расчет проводится при помощи метода итераций. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительные приращения моментов, прогибов и площади арматуры становятся менее 1%. Для контроля точности результатов нелинейного расчета усилий выводится итерационная ошибка.

Предусмотрен вывод нагрузок на опоры (они противоположны по знаку реакциям опор). Эти данные могут использоваться при расчете присоединенных к колонне элементов конструкции (в частности, при расчете фундамента).

Для контроля результатов предусмотрена проверка равновесия колонны в деформированном состоянии (т.е. с учетом рассчитанных прогибов), находящейся под действием нагрузок и реакций связей.

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

Предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам:

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

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

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

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

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

5. Упрощенный расчет

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

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

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

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

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

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

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

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

$$K_s = 1$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

6. Конструирование

Конструирование продольной арматуры в сечениях колонны производится с учетом нормативных требований по защитному слою бетона, за исключением случая полигонального сечения с произвольной схемой армирования. Необходимые для расчета расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения первоначально определяются по заданному наибольшему диаметру стержней с учетом диаметра хомута и заданной минимальной толщины защитного слоя бетона. По результатам первоначального расчета колонны производится конструирование арматуры и корректируются расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения. Затем проводится повторный расчет колонны и конструирование арматуры. Расстояния от центров тяжести площадей арматуры до контура сечения, для которых определена требуемая арматура, указываются в выходном документе программы.

При подборе арматурных стержней, применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40. Арматурные стержни размещаются в сечении с учетом номинальной толщины защитного слоя бетона и номинального расстояния в свету между стержнями. Номинальная толщина защитного слоя определяется как $c_{nom} = c_{\min} + \Delta c$, где $c_{\min}$ принимается не менее диаметра арматуры, значение Δc вводится для учета возможных отклонений от проектных положений арматуры. Толщина защитного слоя бетона принимается кратной 5мм. Значение $c_{\min}$ принимается не менее заданного значения и определяется с учетом

следующих условий: $c_{\min} \geq d_{sw}$, $c_{\min} + d_{sw} \geq d_s$, где d_{sw} – диаметр поперечной арматуры, d_s – диаметр продольной арматуры.

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

7. Учет несовершенств

При нелинейном расчете с учетом эффектов второго порядка для учета влияния таких несовершенств колонны, как непрямолинейность и невертикальность, предусмотрено задание начальных прогибов по формам потери устойчивости или задание отклонений оси колонны от вертикали. Выбор в качестве формы несовершенства колонны формы потери устойчивости объясняется высокой степенью влияния этой формы при больших вертикальных нагрузках. Для каждой координатной плоскости, форма потери устойчивости определяется в рамках теории упругой устойчивости для заданного распределения вертикальных нагрузок. По умолчанию, наибольшее значение начального прогиба в каждой плоскости принимается равным минимальному эксцентриситету ([1], 6.1(4)). Возможен ввод наибольшего значения начального прогиба. Выбор наиболее неблагоприятной ориентации начального прогиба (выбор знака наибольшего значения) осуществляется для каждой комбинации воздействий по отдельности.

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

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

8. Учет деформаций ползучести

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

9. Учет податливости основания

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

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

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

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

Рис. 7. Учет податливости основания

10.Учет второстепенных колонн

Под второстепенными колоннами понимаются шарнирно опертые колонны, воспринимающие вертикальную нагрузку, но не сопротивляющиеся горизонтальной нагрузке. Дополнительная нагрузка на основную колонну, обусловленная нагружением присоединенных к ней второстепенных колонн, пропорциональна прогибу основной колонны (рис.8). Она может быть учтена путем введения пружины отрицательной жесткости. Дополнительная нагрузка действует в направлении прогиба основной колонны. При задании вертикальной нагрузки P необходимо учитывать коэффициент надежности по нагрузке.

Рис. 8. Учет второстепенной колонны

Литература

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

406 – Многоярусная колонна общего вида

Программа предназначена для проектирования статически неопределимой железобетонной колонны общего вида согласно СП 63.13330.2012 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5], [6]. Предусмотрены два метода расчета колонны. По первому методу, усилия в колонне определяются по недеформированной схеме при помощи метода условных критических сил. По второму методу, усилия определяются по деформированной схеме с учетом неупругих свойств бетона и арматуры, а также с учетом несовершенств колонны и деформаций ползучести бетона. Расчет согласно [3], проводится только по первому методу. По найденным усилиям рассчитывается требуемая площадь продольной арматуры и производится конструирование арматуры с учетом требований по толщине защитного слоя бетона. Осуществляется графический вывод сечений с подобранными арматурными стержнями. Предусмотрен расчет прогибов колонны с подобранной арматурой.

1. Расчетная схема

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

Рис. 1. Расчетная схема

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

2. Сечения

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

Рис. 2. Сечения

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

Для кругового и кольцевого сечений рассматривается схема армирования с равномерным распределением площади арматуры вдоль контура сечения.

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

Рис. 3. Схемы армирования прямоугольного сечения

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

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

3. Нагрузки

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

Рис. 4. Положительные направления нагрузок

При расчете по [1] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330.2016 [7], а при расчете по [2] и [3] – согласно СНиП 2.01.07-85* [8]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества возможных комбинаций нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f и коэффициентов, связанных с одновременным учетом двух и более временных нагрузок. При наличии особых нагрузок, наряду с основными комбинациями, генерируются также особые комбинации. При учете деформаций ползучести бетона, для каждой расчетной комбинации определяется соответствующая комбинация длительно действующих нормативных нагрузок. При этом постоянные и длительные нагрузки входят с полным значением, а кратковременные нагрузки учитываются с коэффициентом длительной части K_l.

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

комбинации определяется по (А.8) соответствующая практически постоянная комбинация нагрузок.

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

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

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

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

4. Расчет по недеформированной схеме

В каждой координатной плоскости влияние прогиба на величину расчетного момента учитывается путем умножения изгибающего момента M на повышающий коэффициент η. Такой подход называется в [9] (стр.106) способом критических сил. Коэффициент η вычисляется по формуле:

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

где N - продольная сила, N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [1], 8.1.15, [2], 6.2.16, [3], 3.24, [4], 7.1.3.14. Формула для критической силы может быть записана в виде:

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

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

Согласно [3], жесткость вычисляется по формуле:

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

Здесь E_b, E_s - модули упругости бетона и арматуры; I_b, I_s - моменты инерции бетонного сечения и площади сечения арматуры относительно центральной оси сечения, $\delta_e = e_0 / h$ - относительный эксцентриситет продольной силы (h - высота сечения в плоскости изгиба), $\varphi_l = 1 + \beta \cdot M_{l1} / M_1$- параметр, учитывающий длительное действие нагрузки ($\beta = const$). Согласно [4], жесткость вычисляется аналогичным образом. В [1] и [2] формула для жесткости имеет вид:

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

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения (при несимметричном армировании центры тяжести бетонного и приведенного сечений не совпадают). При определении e_0, учитывается случайный эксцентриситет e_a ([1], 8.1.7, [2], 4.2.6, [3], 1.21, [4], 7.1.2.11). Согласно [1], [2] и [3], при расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$. Согласно [4], эксцентриситет e_0 всегда принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$.

Моменты M_1, M_{l1} вычисляются относительно оси тяжести наиболее растянутой (или наименее сжатой) арматуры по усилиям N, M от полной нагрузки и по усилиям N_l, M_l от длительно действующей части нагрузки. При расчете N_l, M_l согласно [1], [2] и [3], в расчет ставятся постоянные и длительные нагрузки, входящие в рассматриваемую комбинацию, а также длительные части кратковременных нагрузок, вычисляемые по заданным при вводе коэффициентам K_l. Согласно [4], N_l, M_l рассчитываются от практически постоянных комбинаций нагрузок. В расчете для готовой комбинации нагрузок принимается, что $N_l = 0, M_l = 0$.

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

При расчете колонны согласно [3], требуемая арматура определяется в соответствии с 3.28*. Расчетное сопротивление бетона при сжатии принимается с коэффициентом условий работы бетона γ_b, который определяется как произведение отдельных коэффициентов γ_{bi} согласно таблице 15. При этом коэффициент γ_{b2}, зависящий от длительности действия нагрузки,

определяется для каждой комбинации нагрузок по отдельности. Результирующий коэффициент условий работы с учетом коэффициента γ_{b2} не может быть менее 0,45.

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

Предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам:

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

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

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

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

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

Для колонны прямоугольного сечения предусмотрен расчет по прочности наклонных сечений с учетом действия продольной силы. Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw}/s_w рассчитывается согласно [1], 8.11.33, [2], 6.2.34, [3], 3.31*, 3.32, [4], 7.2.1.1, 7.2.1.2, 7.2.1.5, 7.2.2.7-7.2.2.10. Кроме того, проводится проверка прочности на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами. Если условие прочности по наклонной полосе не удовлетворяется, то выводится соответствующее сообщение. При расчете по [3] и [4], площадь арматуры, найденная из условия прочности по наклонной трещине, может быть увеличена для того, чтобы выполнялось условие прочности по наклонной полосе. Условие прочности при косом изгибе принимается согласно [11], 3.39 в виде:

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

5. Расчет по деформированной схеме

Предусмотрены два вида расчета усилий: линейный расчет и нелинейный расчет. Линейный расчет основан на модели линейного деформирования бетона и проводится без учета арматуры.

В этом случае, кривизна (угловой коэффициент эпюры деформаций) в каждой плоскости изгиба выражается по формуле $\kappa = M/(EI)_b$. Система уравнений продольно-поперечного изгиба является линейной.

В нелинейном расчете кривизны κ_y и κ_z определяются через усилия на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры. При расчете согласно [1] и [2], применяется трехлинейная диаграмма состояния бетона, при расчете согласно [4], - криволинейная диаграмма. Из-за нелинейного характера зависимости кривизн от усилий, система уравнений продольно-поперечного изгиба является нелинейной. Производная кривизны по изгибающему моменту может рассматриваться как величина, обратная к локальной изгибной жесткости колонны. При наличии трещин жесткость колонны в несколько раз меньше жесткости, вычисленной в предположении упругой работы бетона и арматуры. Нелинейный расчет проводится при помощи метода итераций. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительные приращения моментов, прогибов и площади арматуры становятся менее 1%. Для контроля точности результатов нелинейного расчета усилий выводится итерационная ошибка.

Предусмотрен вывод нагрузок на опоры (они противоположны по знаку реакциям опор). Эти данные могут использоваться при расчете присоединенных к колонне элементов конструкции (в частности, при расчете фундамента).

Для контроля результатов предусмотрена проверка равновесия колонны в деформированном состоянии (т.е. с учетом рассчитанных прогибов), находящейся под действием комбинации нагрузок и реакций связей.

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

Предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам:

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

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

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

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

Возможна проверка несущей способности колонны при заданной арматуре. Для проведения проверки надо ввести сечения колонны как произвольные полигональные с произвольной схемой армирования. Затем ввести арматурные слои и их площади, указав, что они являются постоянными. В этом случае производится нелинейный расчет усилий по деформированной схеме, и для найденных усилий проверяется несущая способность сечений. Если заданные площади арматуры меньше требуемых, то выводится сообщение «Расчет требуемой арматуры невозможен».

Для колонны прямоугольного сечения предусмотрен расчет по прочности наклонных сечений с учетом действия продольной силы. Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw}/s_w рассчитывается согласно [1], 8.11.33, [2], 6.2.34, [4], 7.2.1.1, 7.2.1.2, 7.2.1.5, 7.2.2.7-7.2.2.10. Кроме того, проводится проверка прочности на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами. Если условие прочности по наклонной полосе не удовлетворяется, то выводится соответствующее сообщение. При расчете по [4], площадь арматуры, найденная из условия прочности по наклонной трещине, может быть увеличена для того, чтобы выполнялось условие прочности по наклонной полосе. Условие прочности при косом изгибе принимается согласно [11], 3.39 в виде:

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

6. Конструирование

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

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

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

7. Учет несовершенств

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

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

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

8. Учет деформаций ползучести

Деформации ползучести бетона рассчитываются в рамках линейной теории ползучести [10]. Расчет согласно [1] и [2], проводится для комбинации длительно действующих нормативных нагрузок при коэффициенте ползучести $\varphi_{b,cr}$, соответствующем классу бетона по прочности и заданной влажности воздуха окружающей среды. Сначала проводится линейный расчет по деформированной схеме с модулем деформации бетона $E_{b,\tau} = E_b/(1+\varphi_{b,cr})$, отвечающим продолжительному действию нагрузок, а затем проводится аналогичный расчет с начальным модулем упругости E_b. В этих расчетах учитываются арматура и несовершенства колонны по формам потери устойчивости, рассчитанным для модуля деформации $E_{b,\tau}$. Прогибы, вызванные ползучестью бетона, определяются как разность прогибов, полученных в двух указанных расчетах: $w_n = w(E_{b,\tau}) - w(E_b)$. Прогибы w_n учитываются в основном расчете колонны как начальные прогибы. Аналогично проводится расчет согласно [4]. При этом в расчет ставятся практически постоянные комбинации нагрузок (воздействий). Предельное значение коэффициента ползучести определяется согласно [4], Приложение Б по значению RH относительной влажности воздуха окружающей среды и значению t_0 возраста бетона к моменту нагружения.

9. Учет второстепенных колонн

Под второстепенными колоннами понимаются шарнирно опертые колонны, воспринимающие вертикальную нагрузку, но не сопротивляющиеся горизонтальной нагрузке. Дополнительная нагрузка на основную колонну, обусловленная нагружением присоединенных к ней второстепенных колонн, пропорциональна прогибу основной колонны (рис.5). Она может быть учтена путем введения пружины отрицательной жесткости. Дополнительная нагрузка действует

в направлении прогиба основной колонны. При задании вертикальной нагрузки P, необходимо учитывать коэффициент надежности по нагрузке.

Рис. 5. Учет второстепенной колонны

10.Расчет прогибов

Расчет прогибов колонны относится к расчетам по предельным состояниям второй группы. Он проводится после конструирования арматуры. Прогибы определяются при помощи нелинейного расчета по деформированной схеме, в котором учитываются начальные прогибы и прогибы, вызванные ползучестью бетона. Работа растянутого бетона не учитывается. В расчет ставятся площади сечений подобранных арматурных стержней и координаты центров сечений согласно расположению арматурных стержней на рисунках, выводимых в разделе «Конструирование» выходного документа программы. Расчет по [1] и [2] проводится для комбинаций нормативных нагрузок, а расчет по [4] – для практически постоянных комбинаций нагрузок (воздействий). Если расчет колонны по прочности проводится с выбором комбинаций нагрузок, то для расчета прогибов также производится выбор комбинаций. При этом применяется второй метод выбора комбинаций. В табличной и графической формах выводятся полные прогибы w_y, w_z, включающие прогибы w_{y0}, w_{z0}, которые характеризуют несовершенства колонны, и прогибы w_{yn}, w_{zn}, которые обусловлены ползучестью бетона.

Рис. 6. Коэффициенты жесткости упругих связей

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
6. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №3 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2006.
7. СП 20.13330.2016: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
8. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
9. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям /А.С.Залесов,Э.Н.Кодыш,Л.Л.Лемыш,И.К.Никитин.– М.: Стройиздат, 1988.-320 с.
10. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.:Стройиздат,1988. – 120 с.
11 Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

407 – Расчет ж/б колонны по огнестойкости

Программа предназначена для расчёта по огнестойкости одноярусной железобетонной колонны согласно СТО НИИЖБ [1] и Eurocode 2 [2], [3]. Усилия в колонне определяются при помощи линейного или нелинейного расчета по деформированной схеме. Температурное поле в сечении колонны при огневом воздействии определяется путем решения задачи нестационарной теплопроводности с учетом зависимости теплофизических характеристик бетона от температуры. Предельные усилия вычисляются на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры. Нормативные сопротивления материалов при нормальной температуре принимаются согласно СП 52-101-2003 [4]. Предусмотрена возможность задания материалов с ненормированной прочностью.

1. Расчетная схема

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

2. Сечение

Рассматриваются колонны прямоугольного, круглого, уголкового и таврового сечений. Применяются центральные оси координат y, z бетонного сечения.

Для прямоугольного сечения предусмотрены следующие схемы армирования: 1) арматура располагается в углах сечения, 2) арматура располагается вдоль контура сечения, 3) арматура располагается произвольным образом. При первой схеме армирования в каждом углу сечения располагается один стержень. При второй схеме армирования стержни располагаются в углах и вдоль сторон сечения. В этом случае, задаются числа промежуточных стержней, расположенных вдоль сторон сечения. Диаметры угловых и промежуточных стержней могут быть различными. При третьей схеме армирования задаются ряды стержней. Для каждого ряда стержней задаются координаты начала и конца отрезка, на котором размещаются арматурные стержни. Для удобства ввода, в качестве осей координат принимаются оси, направленные по нижней и левой сторонам сечения. Задаются число стержней в ряду и диаметр стержней.

В круглом сечении арматурные стержни равномерно распределяются вдоль окружности. Предусмотрены два варианта размещения стержней в зависимости от расположения первого стержня на оси y или на оси z. Предполагается, что число стержней не меньше 6.

Для уголкового сечения предусмотрены следующие схемы армирования: 1) арматура располагается в углах сечения, 2) арматура располагается вдоль контура сечения, 3) арматура располагается произвольным образом.

Для таврового сечения арматура задается путем ввода рядов стержней.

3. Нагрузки

Расчет по огнестойкости проводится для наиболее неблагоприятного сочетания нормативных постоянных и длительных нагрузок согласно СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия». В том случае, когда нельзя установить значение нормативной нагрузки, следует принимать ее равной 0,7 от расчетной нагрузки.

Положительные направления нагрузок показаны на рис.1. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов.

Рис. 1. Положительные направления нагрузок

4. Расчет

Огнестойкость колонны характеризуется периодом времени от начала пожара до момента потери несущей способности. Предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам:

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

Несущая способность исчерпывается, когда предельные усилия N_u, M_{yu}, M_{zu} в одном из сечений колонны становятся равными расчетным усилиям N, M_y, M_z.

На первом этапе проводится линейный расчет усилий в колонне по деформированной схеме при нормальной температуре. Если прогиб колонны в плоскости оси y или оси z стеснен или невозможен, то для соответствующей плоскости расчет проводится по недеформированной схеме. Усилия в колонне определяются при жесткостных характеристиках D_y, D_z приведенного сечения, вычисленных в предположении упругого деформирования бетона и арматуры. В случае уголкового сечения дополнительно используется коэффициент жесткости D_{yz}, соответствующий центробежному моменту инерции сечения I_{yz}. Жесткостные характеристики определяются относительно центральных осей приведенного сечения, параллельных центральным осям бетонного сечения. В некоторых случаях армирования, центры тяжести приведенного сечения и бетонного сечения не совпадают. При линейном расчете усилий это обстоятельство не учитывается.

Затем производится выбор сочетаний усилий, для которых проводится расчет по огнестойкости. В общем случае выбор сочетаний усилий производится с учетом знаков моментов. Выбираются такие сочетания усилий, для которых либо положительный, либо отрицательный изгибающий момент M_y или M_z принимает наибольшее абсолютное значение. В случае прямоугольного

сечения со стандартной схемой армирования при всестороннем нагреве, а также в случае круглого сечения, выбор сочетаний усилий производится без учета знаков моментов.

На втором этапе расчета для каждого выбранного сочетания усилий в текущий момент времени определяется коэффициент запаса прочности γ_u и строится зависимость наименьшего коэффициента запаса от времени. Предел огнестойкости определяется по моменту времени, при котором $\gamma_u = 1$.

Если для требуемого предела огнестойкости $\gamma_u > 1$, то проводится следующий этап расчета, на котором усилия в колонне определяются на основе нелинейных зависимостей кривизн от изгибающих моментов. Эти зависимости определяются по диаграммам деформирования сжатого бетона и арматурной стали. Затем выбираются наиболее опасные сочетания усилий, и для них проводится проверка огнестойкости.

4.1 Определение температурного поля

Для определения предела огнестойкости необходимо рассчитать температурное поле в сечении колонны от огневого воздействия. Температурное поле $T(y,z,t)$ определяется на основе уравнения нестационарной теплопроводности:

$$\frac{\partial}{\partial y}(\lambda\frac{\partial T}{\partial y})+\frac{\partial}{\partial z}(\lambda\frac{\partial T}{\partial z})=c\rho\frac{\partial T}{\partial t}$$

Здесь λ - коэффициент теплопроводности, c - удельная теплоемкость, ρ - плотность материала. При расчете температуры в сечении колонны не учитывается влияние арматуры.

Огневое воздействие характеризуется зависимостью температуры среды от времени, отсчитываемого от начала пожара. Согласно ГОСТ 30247.0-94 «Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования», при стандартном пожаре принимается следующая зависимость температуры среды от времени:

$$T_0 = 20 + 345\lg(8t+1)$$

где t - время в мин. График зависимости $T_0(t)$ представлен на рис.2.

Рис.2. Зависимость температуры среды от времени

Температурная задача решается конечноразностным методом. Производная $\frac{\partial T}{\partial t}$ заменяется разностным отношением:

$$\frac{T(y,z,t+\Delta t)-T(y,z,t)}{\Delta t}$$

где Δt - шаг по времени. Расчет температурного поля в сечении производится для дискретных моментов времени. Шаг по времени может приниматься равным 3мин, 6мин, 12мин или задаваться другим значением в пределах от 1мин до 30мин. В общем случае, при увеличении шага уменьшается объем вычислений, однако снижается точность результата.

Производные по координатам также заменяются разностными отношениями. После определения температуры на конечноразностной сетке, температура в произвольной точке сечения определяется интерполяцией.

4.2 Определение предельных усилий

Предельные усилия при огневом воздействии определяются на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры. При этом учитывается зависимость диаграмм от температуры. Нормативные сопротивления сжатого бетона и арматуры при нормальной температуре принимаются согласно СП 52-101-2003 [3]. Предусмотрена возможность задания материалов с ненормированной прочностью.

4.3 Нелинейный расчет усилий

В нелинейном расчете кривизны κ_y и κ_z определяются через усилия на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматурной стали. Из-за нелинейного характера зависимостей кривизн от усилий система уравнений продольно-поперечного изгиба является нелинейной. Производная кривизны по изгибающему моменту может рассматриваться как величина, обратная к локальной изгибной жесткости колонны. Нелинейный расчет проводится при помощи метода итераций. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительные приращения моментов и прогибов становятся малыми. Для контроля точности результатов нелинейного расчета усилий выводится итерационная погрешность.

На рис.3-5 представлены кривые «кривизна-момент», построенные согласно СТО НИИЖБ при следующих данных: квадратное сечение со стороной 40см при всестороннем нагреве, бетон В25 плотностью 2500кг/м3, угловая арматура А500 диаметром 20мм, защитный слой 30мм. Кривые построены при N = 500кН, 800кН, 1200кН до значений момента M_y, при которых при t = 60мин возникает предельное состояние нагретого сечения. На рис.6-8 представлены кривые, построенные согласно Eurocode 2.

Рис.3. Зависимость «кривизна-момент» при N = 500кН по [1]

($M_{yu} \approx 121$кНм)

Рис.4. Зависимость «кривизна-момент» при N = 800кН по [1]

($M_{yu} \approx 142$кНм)

Рис.5. Зависимость «кривизна-момент» при N = 1200кН по [1]

($M_{yu} \approx 143$кНм)

Рис.6. Зависимость «кривизна-момент» при N = 500кН по [2]

($M_{yu} \approx 125$кНм)

Рис.7. Зависимость «кривизна-момент» при N = 800кН по [2]

($M_{yu} \approx 123$кНм)

Рис.8. Зависимость «кривизна-момент» при N = 1200кН по [2]

($M_{yu} \approx 92$кНм)

Литература

1. СТО 36554501-006-2006: Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций / ФГУП «НИЦ «Строительство». – М.: ФГУП ЦПП, 2006.
2. DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung fuer den Brandfall. Oktober 2006.
3. DIN EN 1991-1-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Brandeinwirkungen auf Tragwerke. September 2003.
4. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.

410 – Одноярусная колонна общего вида

Программа предназначена для проектирования статически неопределимой одноярусной железобетонной колонны произвольного сечения согласно следующим нормам: СП 63.13330.2012 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5], [6]. Усилия в колонне определяются при помощи линейного расчета по недеформированной схеме, а влияние прогиба учитывается по методу условных критических сил. Рассчитывается требуемая площадь продольной арматуры и производится конструирование арматуры с учетом требований по толщине защитного слоя бетона. Осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями.

1. Расчетная схема

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

2. Сечение

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

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

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

Рис. 1. Сечения

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

Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

3. Нагрузки

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

При расчете по [1], классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330.2016 [7], а при расчете по [2] и [3], – согласно СНиП 2.01.07-85* [8]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества возможных комбинаций нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f и коэффициентов, связанных с одновременным учетом двух и более временных нагрузок. При наличии особых нагрузок, наряду с основными комбинациями, генерируются также особые комбинации.

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

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

Рис. 3. Положительные направления нагрузок

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

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

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

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

4. Расчет

Расчет колонны включает расчет усилий и расчет продольной арматуры, требуемой для обеспечения несущей способности нормальных сечений. При расчете усилий учитывается влияние вертикальных нагрузок на изгиб колонны. Приращения изгибающих моментов, обусловленные действием вертикальных нагрузок, зависят от прогибов. Если в одной из координатных плоскостей прогиб колонны стеснен или невозможен (например, из-за примыкания стены), то расчет в этой плоскости проводится без учета влияния прогиба.

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

Такой подход называется в [9] (стр.106) способом критических сил. Коэффициент η вычисляется по формуле:

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

где N - продольная сила, N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [1], 8.1.15, [2], 6.2.16, [3], 3.24, [4], 7.1.3.14. Формула для критической силы может быть записана в виде:

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

где D - жесткость колонны, l_0 - расчетная длина колонны. При определении D по формулам, приведенным в нормах, приближенно учитываются неупругие свойства бетона, наличие трещин и ползучесть бетона при длительном действии нагрузки. Согласно [3], жесткость вычисляется по формуле:

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

Здесь E_b, E_s - модули упругости бетона и арматуры; I_b, I_s - моменты инерции бетонного сечения и площади сечения арматуры относительно центральной оси сечения, $\delta_e = e_0 / h$ - относительный эксцентриситет продольной силы (h - высота сечения в плоскости изгиба), $\varphi_l = 1 + \beta \cdot M_{l1} / M_1$- параметр, учитывающий длительное действие нагрузки ($\beta = const$). Согласно [4], жесткость вычисляется аналогичным образом. В [1] и [2] формула для жесткости имеет вид:

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

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения (при несимметричном армировании центры тяжести бетонного и приведенного сечений не совпадают). При определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a ([1], 8.1.7, [2], 4.2.6, [3], 1.21, [4], 7.1.2.11). Согласно [1], [2] и [3], при расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$. Согласно [4], эксцентриситет e_0 всегда принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$.

Моменты M_1, M_{l1} вычисляются относительно оси тяжести наиболее растянутой (или наименее сжатой) арматуры по усилиям N, M от полной нагрузки и по усилиям N_l, M_l от длительно действующей части нагрузки. При расчете N_l, M_l согласно [1], [2] и [3], в расчет ставятся постоянные и длительные нагрузки, входящие в рассматриваемую комбинацию, а также длительные части кратковременных нагрузок, вычисляемые по заданным при вводе коэффициентам K_l. Согласно [4], N_l, M_l рассчитываются от практически постоянных комбинаций нагрузок. В расчете для готовой комбинации нагрузок принимается, что $N_l = 0, M_l = 0$.

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

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

При расчете колонны согласно [3], требуемая арматура определяется в соответствии с п.3.28*. Расчетное сопротивление бетона при сжатии принимается с коэффициентом условий работы бетона γ_b, который определяется как произведение отдельных коэффициентов γ_{bi} согласно таблице 15. При этом коэффициент γ_{b2}, зависящий от длительности действия нагрузки, определяется для каждой комбинации нагрузок по отдельности. Результирующий коэффициент условий работы с учетом коэффициента γ_{b2} не может быть менее 0,45.

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

Предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам:

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

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

Предусмотрен автоматический учет минимального коэффициента армирования, который принимается в зависимости от наибольшего значения гибкости колонны $\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$ согласно [1], 10.3.6, [2], 8.3.4, [3], 5.16, [4], 11.2.2. Гибкость колонны в каждой координатной плоскости вычисляется по формуле $\lambda = l_0\sqrt{A_b / I_b}$, в которой расчетная длина l_0 определяется для случая приложения вертикальной силы на верхнем краю колонны.

Возможна проверка несущей способности колонны при заданной арматуре. Для проведения проверки надо ввести сечение колонны как произвольное полигональное с произвольной схемой армирования. Затем ввести арматурные слои и их площади, указав, что они являются постоянными. В этом случае, производится линейный расчет усилий по недеформированной схеме, и определяются расчетные моменты ηM в каждой координатной плоскости, а затем

проверяется несущая способность сечения. Если заданная площадь арматуры меньше требуемой, то выводится сообщение «Расчет требуемой арматуры невозможен».

Для колонны прямоугольного сечения предусмотрен расчет по прочности наклонных сечений с учетом действия продольной силы. Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw}/s_w рассчитывается согласно [1], 8.11.33, [2], 6.2.34, [3], 3.31*, 3.32, [4], 7.2.1.1, 7.2.1.2, 7.2.1.5, 7.2.2.7-7.2.2.10. Кроме того, проводится проверка прочности на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами. Если условие прочности по наклонной полосе не удовлетворяется, то выводится соответствующее сообщение. При расчете по [3] и [4], площадь арматуры, найденная из условия прочности по наклонной трещине, может быть увеличена для того, чтобы выполнялось условие прочности по наклонной полосе. Условие прочности при косом изгибе принимается согласно [10], 3.39 в виде:

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

5. Конструирование

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

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

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

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
6. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №3 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2006..
7. СП 20.13330.2016: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
8. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
9. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям /А.С.Залесов,Э.Н.Кодыщ,Л.Л.Лемыщ,И.К.Никитин.– М.: Стройиздат, 1988.-320 с.
10. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

411 – Сталежелезобетонная колонна

Программа предназначена для проектирования одноярусной или многоярусной сталежелезобетонной колонны согласно СП 266.1325800.2016 [1] и СП 63.13330.2012 [2]. Предусмотрены два метода расчета колонны. По первому методу, усилия в колонне определяются по деформированной схеме с учетом нелинейных свойств материалов, а также с учетом несовершенств колонны. По второму методу, усилия в колонне определяются при помощи линейного расчета по недеформированной схеме, а влияние прогиба учитывается по методу условных критических сил.

1. Расчетная схема

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

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

Рис. 1. Расчетная схема

Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления формулируются для горизонтального перемещения и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. Возможен выбор частных расчетных схем, для которых не требуется явно задавать условия закрепления. На рис.2 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны с присоединенными к ней элементами конструкции.

Рис. 2. Коэффициенты жесткости упругих связей

2. Сечение

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

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

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

Рис. 3. Сечение с полностью обетонированным двутавром

Рис. 4. Сечение с частично обетонированным двутавром

Рис. 5. Трубобетонные сечения

3. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки: сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные нагрузки, смещения и повороты жестких опор. Положительные направления нагрузок показаны на рис.6. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов.

Рис. 6. Положительные направления нагрузок

Классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330.2016 [3]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные и особые. При наличии особых нагрузок, наряду с основными комбинациями, генерируются также особые комбинации.

Для сокращения вычислений и объема выходного документа программы предусмотрен выбор комбинаций нагрузок. При помощи статического расчета, для всех возможных комбинаций нагрузок, выбираются такие комбинации, для которых усилия или прогибы принимают наибольшие значения.

4. Расчет по деформированной схеме

Проводятся два расчета усилий по деформированной схеме: линейный расчет и нелинейный расчет. Линейный расчет основан на модели линейного деформирования бетона и конструкционной стали и проводится без учета арматуры. В этом случае, кривизна (угловой коэффициент эпюры деформаций) в каждой плоскости изгиба выражается по формуле $\kappa = M / EI$. Система уравнений продольно-поперечного изгиба является линейной.

В нелинейном расчете кривизны, κ_y и κ_z определяются через усилия на основе диаграмм деформирования сжатого бетона, арматуры и конструкционной стали. Для сжатого бетона применяется одна из двух расчетных диаграмм, согласно [2], 6.1.20, 6.1.21. Для арматуры, в зависимости от ее класса, применяется двухлинейная или трехлинейная диаграмма согласно [2], 6.2.14, 6.2.15. Для конструкционной стали применяется диаграмма типа Прандтля. Если не допускается пластическая деформация конструкционной стали, то предельная деформация

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

Из-за нелинейного характера зависимости кривизны от усилий, система уравнений продольно-поперечного изгиба является нелинейной. Производная кривизны по изгибающему моменту может рассматриваться как величина, обратная к локальной изгибной жесткости колонны. Нелинейный расчет проводится при помощи метода итераций. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительные приращения моментов, прогибов и площади арматуры становятся менее 1%. Для контроля точности результатов нелинейного расчета выводится итерационная ошибка.

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

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

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

5. Расчет по недеформированной схеме

Расчет усилий проводится в предположении линейного деформирования бетона и конструкционной стали без учета арматуры.

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

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

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

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

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

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

Здесь $E_{b1} = 0.85E_b$; E_b, E_s, E - модули упругости бетона, арматуры и конструкционной стали; I_b, I_s, I_{st} - моменты инерции площади бетонного сечения, площади сечения арматуры и площади сечения стального профиля относительно центральной оси приведенного сечения, $\delta_e = e_0 / h$ - относительный эксцентриситет продольной силы, h - высота сечения в плоскости изгиба, $\varphi_l = 1 + M_{l1} / M_1$- параметр, учитывающий длительное действие нагрузки.

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения. При определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a [1], 7.1.1.5. При расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$.

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

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

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

Предусмотрен автоматический учет минимального коэффициента армирования. В случае трубобетонного сечения, минимальный коэффициент армирования принимается в зависимости от наибольшего значения гибкости колонны $\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$. Гибкость колонны в каждой

координатной плоскости вычисляется по формуле $\lambda = l_0\sqrt{A/I}$, в которой расчетная длина l_0 определяется для случая приложения вертикальной силы на верхнем краю колонны.

Литература

1. СП 266.1325800.2016. Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. – Минстрой России, 2016.
2. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
3. СП 20.13330.2016: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.

415 – Колонна (сейсмика, пульсации ветра)

Программа предназначена для проектирования статически неопределимой одноярусной железобетонной колонны произвольного сечения согласно следующим нормам: СП 63.13330.2012 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5], [6]. Программа ориентирована на расчет колонны с учетом сейсмических воздействий и пульсаций ветра. Рассчитывается требуемая площадь продольной арматуры и производится конструирование арматуры с учетом требований по толщине защитного слоя бетона. Осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями.

1. Расчетная схема

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

2. Сечение

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

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

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

Рис. 1. Сечения

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

Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

3. Нагрузки

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

При расчете по [1] классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно СП 20.13330.2016 [7], а при расчете по [2] и [3] – согласно СНиП 2.01.07-85* [8]. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества возможных комбинаций нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f и коэффициентов, связанных с одновременным учетом двух и более временных нагрузок.

При расчете по [4], классификация и комбинирование нагрузок принимаются согласно Приложению А. Частные коэффициенты безопасности γ_F для нагрузок принимаются по таблице А.2. Комбинационные коэффициенты ψ_0, ψ_1, ψ_2 для переменных нагрузок принимаются по таблице А.1. Предусмотрен ввод нестандартных значений $\gamma_F, \psi_0, \psi_1, \psi_2$ для отдельных нагрузок. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества комбинаций нагрузок с учетом благоприятного и неблагоприятного эффекта от нагрузок, а также возможности доминирования каждой из переменных нагрузок.

Рис. 3. Положительные направления нагрузок

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

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

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

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

4. Расчет

Расчет колонны включает расчет усилий и расчет продольной арматуры, требуемой для обеспечения несущей способности нормальных сечений. На первом этапе расчета определяются распределения усилий в колонне от отдельных нагрузок. Затем из множества комбинаций нагрузок выбираются такие комбинации, для которых усилия или эксцентриситеты принимают наибольшие значения. В выходном документе программы приводятся результаты расчета для той из выбранных комбинаций нагрузок, для которой требуемая площадь арматуры принимает наибольшее значение.

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

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

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

Усилия от сейсмического воздействия, согласно [10], вычисляются аналогичным образом по нагрузкам, соответствующим формам колебаний. Сейсмическая нагрузка всегда принимается знакопеременной.

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

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

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

где N - продольная сила, N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [1], 8.1.15, [2], 6.2.16, [3], 3.24, [4], 7.1.3.14. Формула для критической силы может быть записана в виде:

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

где D - жесткость колонны, l_0 - расчетная длина колонны. При определении D по формулам, приведенным в нормах, приближенно учитываются неупругие свойства бетона, наличие трещин и ползучесть бетона при длительном действии нагрузки. Согласно [3], жесткость вычисляется по формуле:

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

Здесь E_b, E_s - модули упругости бетона и стали; I_b, I_s - моменты инерции бетонного сечения и площади сечения арматуры относительно центральной оси сечения, $\delta_e = e_0 / h$ - относительный эксцентриситет продольной силы (h - высота сечения в плоскости изгиба), $\varphi_l = 1 + \beta \cdot M_{l1} / M_1$ - параметр, учитывающий длительное действие нагрузки ($\beta = const$). Согласно [4], жесткость вычисляется аналогичным образом. В [1] и [2] формула для жесткости имеет вид:

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

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения (при несимметричном армировании центры тяжести бетонного и приведенного сечений не совпадают). При определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a ([1], 8.1.7, [2], 4.2.6, [3], 1.21, [4], 7.1.2.11). Согласно [1], [2] и [3], при расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой

конструкции, – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$. Согласно [4], эксцентриситет e_0 всегда принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$.

Моменты M_1, M_{l1} вычисляются относительно оси тяжести наиболее растянутой (или наименее сжатой) арматуры по усилиям N, M от полной нагрузки и по усилиям N_l, M_l от длительно действующей части нагрузки. При расчете N_l, M_l согласно [1], [2] и [3], в расчет ставятся постоянные и длительные нагрузки, входящие в рассматриваемую комбинацию, а также длительные части кратковременных нагрузок, вычисляемые по заданным при вводе коэффициентам K_l. Согласно [4], N_l, M_l рассчитываются от практически постоянных комбинаций нагрузок. В расчете для готовой комбинации нагрузок принимается, что $N_l = 0, M_l = 0$.

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

При расчете колонны согласно [3], требуемая арматура определяется в соответствии с 3.28*. Расчетное сопротивление бетона при сжатии принимается с коэффициентом условий работы бетона γ_b, который определяется как произведение отдельных коэффициентов γ_{bi} согласно таблице 15. При этом коэффициент γ_{b2}, зависящий от длительности действия нагрузки, определяется для каждой комбинации нагрузок по отдельности. Результирующий коэффициент условий работы с учетом коэффициента γ_{b2} не может быть менее 0,45.

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

Предельные усилия выражаются через действующие усилия по формулам:

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

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

Предусмотрен автоматический учет минимального коэффициента армирования, который принимается в зависимости от наибольшего значения гибкости колонны $\lambda_{\max} = \max(\lambda_y, \lambda_z)$ согласно [1], 10.3.6, [2], 8.3.4, [3], 5.16, [4], 11.2.2. Гибкость колонны в каждой координатной плоскости вычисляется по формуле $\lambda = l_0 \sqrt{A_b / I_b}$, в которой расчетная длина l_0 определяется для случая приложения вертикальной силы на верхнем краю колонны.

Возможна проверка несущей способности колонны при заданной арматуре. Для проведения проверки надо ввести сечение колонны как произвольное полигональное с произвольной схемой армирования. Затем ввести арматурные слои и их площади, указав, что они являются постоянными. В этом случае, производится линейный расчет усилий по недеформированной схеме, и определяются расчетные моменты ηM в каждой координатной плоскости, а затем

проверяется несущая способность сечения. Если заданная площадь арматуры меньше требуемой, то выводится сообщение «Расчет требуемой арматуры невозможен».

Для колонны прямоугольного сечения предусмотрен расчет по прочности наклонных сечений с учетом действия продольной силы. Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw}/s_w рассчитывается согласно [1], 8.11.33, [2], 6.2.34, [3], 3.31*, 3.32, [4], 7.2.1.1, 7.2.1.2, 7.2.1.5, 7.2.2.7-7.2.2.10. Кроме того, проводится проверка прочности на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами. Если условие прочности по наклонной полосе не удовлетворяется, то выводится соответствующее сообщение. При расчете по [3] и [4], площадь арматуры, найденная из условия прочности по наклонной трещине, может быть увеличена для того, чтобы выполнялось условие прочности по наклонной полосе. Условие прочности при косом изгибе принимается согласно [9], 3.39 в виде:

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

5. Конструирование

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

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

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

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
6. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №3 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2006.
7. СП 20.13330.2016: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
8. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
9. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.
10. СП 14.13330.2014. Строительство в сейсмических районах. – М.: 2014.

430 – Сечение с композитной арматурой

Программа предназначена для расчёта сечений с композитной полимерной арматурой, согласно СП 63.13330.2012 [1] и Изменению №1 [2]. Предусмотрены проверки прочности и трещиностойкости сечения с заданной арматурой и подбор арматуры по условиям прочности и трещиностойкости. Для оценки эффективности применения композитной арматуры, предусмотрен альтернативный расчет при замене композитной арматуры на стальную.

1. Сечение

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

Рис. 1. Виды сечений

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

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

В случае полигонального сечения, арматура задается как совокупность арматурных слоев. Слои могут иметь произвольную длину и ориентацию. Предполагается, что площадь арматуры равномерно распределена по слою. Если длина слоя равна нулю, то такой слой соответствует отдельному арматурному стержню.

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

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

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

2. Усилия

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

Принимается, что продольная сила *N* положительна при сжатии. При действии положительного момента M_y сжатая зона возникает в верхней части сечения, а при действии положительного момента M_z сжатая зона возникает в левой части сечения.

3. Расчет

Расчет по прочности проводится на основе нелинейной деформационной модели в соответствии с [1], 8.1.20 и [2], Л.3.3. В качестве расчетной диаграммы состояния сжатого бетона принимается трехлинейная диаграмма. Композитная арматура, расположенная в сжатой зоне сечения, не учитывается. Для композитной арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, согласно [2], Л.2.7, принимается линейная диаграмма деформирования. Предельная деформация растянутой композитной арматуры определяется по формуле R_f / E_f, где R_f, E_f - расчетное сопротивление и модуль упругости арматуры.

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

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

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

Расчет по образованию и раскрытию трещин проводится для прямоугольного или двутаврового сечения, согласно [1], 8.2.14, 8.2.15, [2], Л.3.4, Л.3.5, на основе нелинейной деформационной модели.

Изгибающий момент $M_{y,crc}$ при образовании трещин определяется по предельному состоянию растянутого бетона. При этом учет продольной силы *N* возможен одним из двух способов. Если продольная сила и изгибающий момент возникают от действия разных источников нагрузок, то следует положить $N = const$, а если они возникают от действия одного источника нагрузок и возрастают одновременно, то следует положить $e = M_y / N = const$.

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

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

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
2. Изменение №1 к СП 63.13330.2012. – Минстрой России, 2015.

431 – Плита с композитной арматурой

Программа предназначена для расчёта плит с композитной полимерной арматурой согласно СП 63.13330.2012 [1] и Изменению №1 [2]. Предусмотрены проверки прочности и трещиностойкости сечения с заданной арматурой и подбор арматуры по условиям прочности и трещиностойкости.

1. Расчет по прочности

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

Рис. 1.Система координат и усилия

Проверка прочности плиты на действие моментов проводится по следующим условиям:

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

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

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

$$M_{xy} / M_{bxy,ult} \le 1$$

$$M_{xy} / M_{fxy,ult} \le 1$$

Предельные изгибающие моменты $M_{x,ult}$ и $M_{y,ult}$ определяются на основе нелинейной деформационной модели в соответствии с [1], 8.1.20 и [2], Л.3.3. В качестве расчетной диаграммы состояния сжатого бетона принимается трехлинейная диаграмма. Композитная арматура, расположенная в сжатой зоне сечения, не учитывается. Для композитной арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, согласно [2], Л.2.7, принимается линейная диаграмма деформирования. Предельная деформация растянутой композитной арматуры определяется по формуле: R_f / E_f, где R_f, E_f - расчетное сопротивление и модуль упругости арматуры.

Предельные значения крутящего момента определяются по формулам:

$$M_{bxy,ult} = 0.1\gamma_b R_b h^2$$

$$M_{fxy,ult} = 0.5R_f (A_{fx} + A_{fy}) h_0$$

где A_{fx}, A_{fy} - площади растянутой композитной арматуры в направлении осей x и y, $h_0 = (h_{0x} + h_{0y})/2$; h_{0x}, h_{0y} - значения рабочей высоты сечений, нормальных к осям x и y.

Третье из приведенных условий проверяется в том случае, когда выполняются первые два условия. При этом третье условие преобразуется к виду:

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

где M определяется как максимум значений моментов по всем заданным сочетаниям усилий. Знаки моментов в приведенном условии не учитываются.

2. Расчет по трещиностойкости

Расчет по образованию и раскрытию трещин проводится согласно [1], 8.2.14, 8.2.15, [2], Л.3.4, Л.3.5 на основе нелинейной деформационной модели.

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

3. Конструирование

При подборе арматуры применяется итерационный алгоритм, позволяющий точно учесть расположение подобранных арматурных стержней. На текущем итерационном шаге, расчет требуемой арматуры проводится на основе результатов конструирования арматуры на предыдущем шаге. При конструировании арматуры, с учетом заданного значения минимальной толщины защитного слоя бетона и диаметра подобранных арматурных стержней, определяется номинальная толщина защитного слоя бетона. Затем определяется расстояние от грани элемента до центра тяжести площади арматуры, которое на следующем итерационном шаге ставится в расчет требуемой арматуры.

Конструирование продольной арматуры производится по заданным минимальным и максимальным диаметрам и шагам стержней. На рис.2 приведен пример подбора продольной арматуры для плиты. На приведенном рисунке даны сечения, нормальные к осям x и y.

Рис. 2.Пример армирования плиты

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
2. Изменение №1 к СП 63.13330.2012. – Минстрой России, 2015.

433 – Подбор продольной арматуры (Еврокод 2)

Программа предназначена для расчёта требуемой продольной арматуры и конструирования арматуры в сечении, а также для проверки несущей способности сечения согласно ТКП EN 1992-1-1-2009 [1]. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями.

1. Сечение

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

Рис. 1. Стандартные сечения

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

Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

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

Рис. 3. Произвольное полигональное сечение

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

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

При свободном распределении арматуры, площади различных арматурных слоев могут быть одинаковыми или различными. Арматурные слои с одинаковой площадью образуют одну

группу. Группа может состоять из одного слоя. Нумерация групп начинается с единицы. Если для некоторого арматурного слоя группа не указана, то автоматически образуется отдельная группа, состоящая из одного этого слоя. Площади арматуры, соответствующие различным группам, не связаны никаким условием и определяются независимо друг от друга.

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

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

2. Усилия

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

3. Расчет

Различаются два вида расчета: определение площади арматуры, требуемой для обеспечения несущей способности, и проверка несущей способности сечения с заданной арматурой.

При определении требуемой арматуры, в зависимости от принятой схемы армирования, либо неизвестна только общая площадь арматуры $A_{s,tot}$ при заданном распределении арматуры по слоям, либо неизвестны площади арматурных слоев A_{si} при условии свободного распределении арматуры по слоям. В последнем случае, площади арматурных слоев отыскиваются на основе требования минимума общей площади арматуры.

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

Расчет проводится на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматурной стали. Предусмотрен выбор одной из двух диаграмм состояния сжатого бетона (рис.4). Параболическая диаграмма применяется при линейно-упругом расчете усилий. Криволинейная диаграмма применяется при нелинейном расчете усилий, в котором учитываются неупругие свойства бетона и арматурной стали.

При определении требуемой площади арматуры применяется итерационный алгоритм, позволяющий точно учесть расположение подобранных арматурных стержней. На текущем итерационном шаге, расчет требуемой арматуры проводится на основе результатов конструирования арматуры на предыдущем шаге. При конструировании арматуры с учетом

заданных значений минимальной толщины защитного слоя бетона и диаметров подобранных арматурных стержней определяется номинальная толщина защитного слоя бетона. Затем определяются расстояния от контура сечения до центров тяжести площадей арматуры, которые на следующем итерационном шаге ставятся в расчет требуемой арматуры.

а)

б)

Рис. 4. Диаграммы деформирования сжатого бетона:

а) параболическая, b) криволинейная.

В программе предусмотрен режим «Полный вывод», при котором проводится проверка несущей способности для всех расчетных сочетаний усилий, и выводятся следующие результаты: предельные усилия N_u, M_{yu}, M_{zu} и коэффициент запаса γ_u, положение нейтральной линии, кривизны κ_y, κ_z, деформации ε и напряжения σ бетона и арматуры. Если нейтральная линия пересекает сечение, то выводится изображение сжатой зоны сечения (рис.5).

Рис. 5. Пример изображения сжатой зоны сечения

4. Конструирование

При подборе арматурных стержней применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40.

Арматурные стержни размещаются в сечении с учетом номинальной толщины защитного слоя бетона и номинального расстояния в свету между стержнями. Номинальная толщина защитного слоя определяется как $c_{nom} = c_{\min} + \Delta c$, где $c_{\min}$ принимается не менее диаметра арматуры, значение Δc вводится для учета возможных отклонений от проектных положений арматуры. Толщина защитного слоя бетона принимается кратной 5мм. Значение $c_{\min}$ принимается не менее заданного значения и определяется с учетом следующих условий: $c_{\min} \geq d_{sw}$, $c_{\min} + d_{sw} \geq d_s$, где d_{sw} – диаметр поперечной арматуры, d_s – диаметр продольной арматуры.

При конструировании учитываются заданные минимальный и максимальный диаметры стержней, максимальное количество стержней, минимальное расстояние в свету между стержнями. Эти параметры позволяют управлять подбором арматуры. Для схем армирования $A = 0,1,2$ ограничивается количество стержней в сечении, а для схемы армирования $A = 3$ – количество стержней в одном ряду.

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

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

Для таврового (двутаврового) сечения задается доля арматуры в свесах полки (от 0% до 100%). При размещении арматуры в свесах полки требуется указать один из двух возможных случаев размещения. В первом случае, арматурные стержни размещаются на всей ширине полки. Этот вариант предназначен для расчета балки таврового (двутаврового) сечения. Во втором случае, стержни размещаются в пределах отрезка, длина которого составляет половину ширины полки. Этот вариант предназначен для расчета балки прямоугольного сечения совместно с плитой перекрытия. Арматурные стержни размещаются в полке в один ряд, а в ребре сечения стержни могут размещаться в два ряда.

Задача конструирования арматуры в произвольном полигональном сечении с произвольной схемой армирования не имеет единственного решения, поэтому предусмотрены два метода конструирования: подбор стержней одинакового диаметра и подбор минимального количества стержней.

По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями (рис.6).

Стержни:
вверху 4 Ф14
внизу 1-й ряд 4 Ф28
2-й ряд 4 Ф18
Хомут: Ф8
Защитный слой:
cnom в = 30 мм
cnom н = 30 мм
cnom б = 30 мм

Рис. 6. Пример конструирования арматуры

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

Литература

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

434 – Подбор продольной арматуры

Программа предназначена для расчёта требуемой продольной арматуры, для проверки несущей способности сечения с имеющейся арматурой и для конструирования арматуры в сечении согласно следующим нормам: СП 63.13330.2012 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5], [6], [7]. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечения с подобранными арматурными стержнями. Предусмотрено построение диаграмм несущей способности сечения. Возможен подбор арматуры в колонне или проверка несущей способности колонны с учетом прогибов. Допускается задание бетона и/или арматурной стали с ненормированной прочностью. Для сечения балки возможно задание разных сталей верхней и нижней арматуры и задание разных значений минимальной толщины защитного слоя бетона для верхней и нижней арматуры.

1. Сечение

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

Рис. 1. Стандартные сечения

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

Для сечения со схемой армирования А = 3 предусмотрены два вида распределения общей площади арматуры по арматурным слоям: свободное распределение и заданное распределение.

При свободном распределении арматуры, площади арматурных слоев не связаны никаким условием и определяются независимо друг от друга. При заданном распределении арматуры, для каждого арматурного слоя определяется его доля от общей площади арматуры. Доля слоя рассчитывается по заданным относительным площадям как $k_i = A_i / (A_н + A_в)$, где $i = н, в$; $A_н$, $A_в$ – относительные площади нижнего и верхнего арматурных слоев. Площадь i-го слоя определяется по формуле $A_{si} = k_i \cdot A_{s,tot}$, где $A_{s,tot}$ – общая площадь арматуры.

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

Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

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

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

Рис. 3. Произвольное полигональное сечение

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

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

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

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

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

2. Усилия

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

Предполагается, что усилия соответствуют расчетным комбинациям нагрузок, образованным согласно СП 20.13330.2011 [8] или СНиП 2.01.07-85* [9] или согласно [3], Приложение А.

3. Расчет

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

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

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

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

Согласно [1], расчет по прочности проводится на основе нелинейной деформационной модели в соответствии с 8.1.20. В качестве расчетной диаграммы состояния сжатого бетона, принимается трехлинейная диаграмма.

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

Согласно [3], расчет по прочности выполняется в соответствии с 3.28*. При этом расчет элементов с высокопрочной арматурой классов A-IV, A-V, A-VI, A-VII отличается от расчета

элементов с арматурой классов A-I, A-II, A-III, A500C тем, что наряду с формулой (67) применяется формула (68). Кроме того, согласно 3.13*, при расчете элементов с высокопрочной арматурой расчетное сопротивление арматуры R_s умножается на коэффициент условий работы $\gamma_{s6} \geq 1$, который определяется по формуле (27).

Согласно [4], расчет по прочности проводится на основе нелинейной деформационной модели в соответствии с 7.1.1.2. Предусмотрен выбор одной из двух расчетных диаграмм состояния сжатого бетона. Параболически-линейная диаграмма применяется в том случае, когда усилия определены путем линейно-упругого расчета. Предельные усилия определяются как $R(\alpha\lambda f_{ck}/\gamma_c, f_{yk}/\gamma_s)$. Криволинейная диаграмма применяется при нелинейном расчете усилий, в котором учитываются неупругие свойства бетона и арматурной стали. Предельные усилия определяются как $R(f_{cR}, f_{yR})/\gamma_R$, где $f_{cR} = \alpha\lambda f_{ck}$, $f_{yR} = 1.1 f_{yk}$, $\gamma_R = 1.35$.

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

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

где N - продольная сила, N_{cr} - критическая сила, которая определяется согласно [1],8.1.15, [2],6.2.16, [3],3.24, [4],7.1.3.14. Формула для критической силы может быть записана в виде:

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

где D - жесткость колонны, l_0 - расчетная длина колонны.

Согласно [1] , [2], жесткость вычисляется по формуле:

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

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

Согласно [3], жесткость вычисляется по формуле:

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

Согласно [4], жесткость вычисляется аналогичным образом.

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения (при несимметричном армировании центры тяжести бетонного и приведенного сечений не совпадают). При определении e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a ([1],8.1.7, [2],4.2.6, [3],1.21, [4],7.1.2.11). Согласно [1], [2], [3], при расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным

$\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$. Согласно [4], эксцентриситет e_0 всегда принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$.

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

4. Конструирование

При подборе арматурных стержней, применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40.

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

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

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

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

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

Задача конструирования арматуры в произвольном полигональном сечении с произвольной схемой армирования не имеет единственного решения, поэтому предусмотрены два метода конструирования: подбор стержней одинакового диаметра и подбор минимального количества стержней.

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

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

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
6. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №3 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2006.
7. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №4 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2007.
8. СП 20.13330.2011: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минрегион России, 2010.
9. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.

435 – Подбор продольной арматуры в плитах и стенах

Программа предназначена для подбора продольной арматуры в плитах и стенах, а также для проверки несущей способности плит и стен согласно СП 63.13330.2012 [1]. Для плит предусмотрена проверка трещиностойкости, а также подбор арматуры, требуемой по условию трещиностойкости. По результатам конструирования осуществляется графический вывод сечений с подобранными арматурными стержнями.

1. Расчет

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

Рис. 1.Система координат и усилия

Проверка прочности элемента на действие моментов проводится по следующим условиям:

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

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

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

$$M_{xy} / M_{bxy,ult} \le 1$$

$$M_{xy} / M_{sxy,ult} \le 1$$

Предельные изгибающие моменты $M_{x,ult}$ и $M_{y,ult}$ определяются на основе деформационной модели с применением трехлинейной диаграммы для сжатого бетона и двухлинейной или трехлинейной диаграммы для арматуры. При этом учитываются нормальные силы N_x и N_y.

Предельные значения крутящего момента определяются по формулам:

$$M_{bxy,ult} = 0.1\gamma_b R_b h^2$$

$$M_{sxy,ult} = 0.5R_s(A_{sx} + A_{sy})h_0$$

где A_{sx}, A_{sy} - площади растянутой арматуры в направлении осей x и y, $h_0 = (h_{0x} + h_{0y})/2$; h_{0x}, h_{0y} - значения рабочей высоты сечений, нормальных к осям x и y.

Третье из приведенных условий проверяется в том случае, когда выполняются первые два условия. При этом третье условие преобразуется к виду:

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

где M определяется как максимум значений моментов по всем заданным сочетаниям усилий. Знаки моментов в приведенном условии не учитываются.

Проверка прочности элемента на действие сил проводится по следующим условиям:

$$N_x / N_{x,ult} \le 1$$

$$N_y / N_{y,ult} \le 1$$

$$(N_{x,ult} - N_x)(N_{y,ult} - N_y) - N_{xy}^2 \ge 0$$

$$N_{xy} / N_{bxy,ult} \le 1$$

$$N_{xy} / N_{sxy,ult} \le 1$$

Предельные нормальные силы $N_{x,ult}$ и $N_{y,ult}$ определяются на основе деформационной модели с применением трехлинейной диаграммы для сжатого бетона и двухлинейной или трехлинейной диаграммы для арматуры. При этом учитываются изгибающие моменты M_x и M_y.

Предельные значения сдвигающей силы определяются по формулам:

$$N_{bxy,ult} = 0.3\gamma_b R_b h_0$$

$$N_{sxy,ult} = 0.5R_s(A_{sx} + A_{sy})$$

где A_{sx}, A_{sy} - площади арматуры в направлении осей x и y, $h_0 = (h_{0x} + h_{0y})/2$; h_{0x}, h_{0y} - значения рабочей высоты сечений, нормальных к осям x и y.

Третье из приведенных условий проверяется в том случае, когда выполняются первые два условия. При этом условие преобразуется к виду:

$$(N_{x,ult} - N_x)(N_{y,ult} - N_y)/N^2 - N_{xy}^2/N^2 \ge 0$$

где N определяется как максимум значений сил по всем заданным сочетаниям усилий.

При расчете стены учитывается влияние прогиба в плоскости yz. Расчетный изгибающий момент определяется путем умножения заданного изгибающего момента M_y на повышающий коэффициент η. Коэффициент η вычисляется по формуле:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_y}{N_{y,cr}}}$$

где $N_{y,cr}$ - критическая сила, которая определяется согласно [1], 8.1.15. Формула для критической силы записывается в виде:

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

где l_0 - расчетная длина стены в плоскости yz. Жесткость D вычисляется по формуле:

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

Здесь $\delta_e = e_0 / h$ - относительный эксцентриситет нормальной силы. Коэффициент φ_l принимается равным 2. При определении эксцентриситета e_0 учитывается случайный эксцентриситет e_a. Согласно [1], 8.1.7, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M_y}{N_y}$, если $\frac{M_y}{N_y} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M_y}{N_y} < e_a$.

Так как жесткость D вычисляется с учетом арматуры в сечении, то расчетный момент ηM_y также зависит от площади арматуры. Поэтому требуемая арматура может быть рассчитана только при помощи итераций. На текущем итерационном шаге для найденной площади арматуры вычисляется коэффициент η, а затем по расчетному моменту ηM_y вычисляется требуемая площадь арматуры. Далее выполняется следующая итерация. Итерационный процесс оканчивается тогда, когда относительное приращение площади арматуры становится менее 0,1%.

При подборе арматуры применяется итерационный алгоритм, позволяющий точно учесть расположение подобранных арматурных стержней. На текущем итерационном шаге расчет требуемой арматуры проводится на основе результатов конструирования арматуры на предыдущем шаге. При конструировании арматуры с учетом заданного значения минимальной толщины защитного слоя бетона и диаметра подобранных арматурных стержней, определяется номинальная толщина защитного слоя бетона. Затем определяется расстояние от грани элемента до центра тяжести площади арматуры, которое на следующем итерационном шаге ставится в расчет требуемой арматуры.

Расчет по образованию и раскрытию трещин в плите проводится согласно [1], 8.2.14, 8.2.15 на основе нелинейной деформационной модели. Изгибающие моменты $M_{x,crc}$ и $M_{y,crc}$ при образовании трещин, а также напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы [1], (8.128), (8.137), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматуры при помощи численного метода.

2. Конструирование

Конструирование продольной арматуры производится по заданным минимальным и максимальным диаметрам и шагам стержней. На рис.2 приведен пример подбора продольной

арматуры для плиты, а на рис.3 – для стены. На приведенных рисунках даны сечения, нормальные к осям x и y.

Рис. 2.Пример армирования плиты

Рис. 3.Пример армирования стены

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализирована редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.

436– Подбор поперечной арматуры

Программа предназначена для подбора поперечной арматуры, требуемой для обеспечения прочности по наклонным и пространственным сечениям, согласно следующим нормам: СП 63.13330.2012 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4]. По результатам конструирования выводится изображение приопорной части элемента с подобранными хомутами.

1. Расчетная схема и нагрузки

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

Расчеты проводятся для элемента прямоугольного поперечного сечения шириной b и высотой h. При расчете на изгиб по [3] и [4] допускается задание таврового (двутаврового) сечения для учета сжатой полки при определении несущей способности бетона сжатой зоны.

Задаются расстояния от сторон сечения элемента до центров тяжести площадей продольной арматуры. При расчете на кручение с изгибом, дополнительно задаются площади арматуры, расположенной у верхней, нижней и боковой сторон сечения. Площадь боковой арматуры определяется как сумма площадей крайних стержней верхней и нижней арматуры. Предполагается, что площади боковой арматуры у левой и правой сторон сечения одинаковы.

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

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

2. Расчет на изгиб

Расчет элемента по прочности проводится согласно [1], 8.1.33, [2], 6.2.34, [3], 3.31*, 3.32, [4], 7.2.1.1, 7.2.1.2, 7.2.1.5, 7.2.2.7 - 7.2.2.10.

При расчете по [1] и [2], усилия, воспринимаемые бетоном сжатой зоны и поперечной арматурой, рассматриваются как функции длины проекции c_0 наклонного сечения, проходящего по наклонной трещине: $Q_b = Q_b(c_0), Q_{sw} = Q_{sw}(c_0)$. При этом вводятся ограничения $Q_{b,\min} \le Q_b \le Q_{b,\max}$. Аргумент функции $Q_{sw}(c_0)$ ограничивается неравенствами $h_0 \le c_0 \le 2h_0$. Прочность элемента по наклонному сечению обеспечивается при условии

$Q \le \min\{Q_b(c_0) + Q_{sw}(c_0)\}$. Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw} / s_w определяется из выражений $Q_{sw}(c_0) = q_{sw} \cdot c_0$, $q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_w$.

При расчете по [3] и [4], рассматривается множество наклонных сечений, проходящих через линию границы сжатой зоны расчетного поперечного сечения и линию пересечения грани опоры и надопорного поперечного сечения элемента. Наклонное сечение характеризуется длиной проекции c на продольную ось элемента ($c = x$). Для каждого наклонного сечения отыскивается длина проекции c_0 опасной наклонной трещины. Она определяется из условия минимума несущей способности бетона сжатой зоны и поперечной арматуры, пересекающей наклонную трещину, т.е. определяется как такое значение c_0, при котором достигается минимум выражения $Q_b(c_0) + Q_{sw}(c_0)$. При этом учитываются следующие ограничения: $c_0 \le c$, $c_0 \le 2h_0$ и $c_0 \ge h_0$ при $c \ge h_0$ (h_0 - рабочая высота поперечного сечения). Прочность элемента по наклонному сечению обеспечивается при условии $Q \le \min\{Q_b(c_0) + Q_{sw}(c_0)\}$, где Q - поперечная сила в нормальном сечении, находящемся на расстоянии c от опоры ([5], 3.31). При этом учитывается ограничение $Q_b \ge Q_{b,\min}$. Погонная площадь поперечной арматуры A_{sw} / s_w вычисляется по найденному значению c_0 из выражений $Q_{sw}(c_0) = q_{sw} \cdot c_0$, $q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s_w$ при условии $q_{sw} \ge q_{sw,\min}$.

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

Наряду с проверкой прочности по наклонной трещине, проводится проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами на основе условия $Q \le Q_{\max}$. Если это условие не выполняется, то выводится соответствующее сообщение. При расчете по [3] и [4], площадь арматуры, найденная из условия прочности по наклонной трещине, может быть увеличена с целью удовлетворения условия прочности по наклонной полосе.

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

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

3. Расчет на кручение с изгибом

Расчет элемента по прочности проводится согласно [1], 8.1.36 – 8.1.42, [2], 6.2.36 – 6.2.42, [3], 3.36 - 3.38, [4], 7.3.1.1 - 7.3.1.5. При расчете рассматривается множество поперечных сечений, в которых действуют изгибающий момент M, поперечная сила Q и крутящий момент T. Предусмотрены два вида расчета: расчет по прочности пространственных сечений и расчет по прочности элемента между пространственными сечениями.

При расчете по прочности пространственных сечений, рассматриваются три схемы разрушения. Эти схемы отличаются расположением сжатой зоны пространственного сечения. В первой

схеме, сжатая зона располагается у грани элемента, сжатой от изгиба. Во второй схеме, сжатая зона располагается у боковой грани элемента. В третьей схеме, сжатая зона располагается у грани элемента, растянутой от изгиба.

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

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

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

$$c_i \le 2h_i + b_i$$

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

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

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

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

Согласно [3], значение φ_{wi} должно быть не меньше, чем

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

и не больше, чем

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

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

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

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

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

Требуемая по расчету поперечная арматура должна быть размещена на длине

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

Согласно [1] и [2], расчет по прочности пространственных сечений при действии только крутящего момента T проводится аналогично на основе условия:

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

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

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

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

Предельный изгибающий момент M_0 определяется согласно [1], 6.2.10 по формуле (8.4) или согласно [2], 6.2.10 по формуле (6.14).

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

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

Предельная поперечная сила Q_0 определяется, согласно [1], 8.1.33, в соответствии с формулой (8.60) или, согласно [2], 6.2.34, в соответствии с формулой (6.70).

Расчет по прочности пространственных сечений согласно [4], аналогичен расчету по [3].

Согласно [3] и [4], предусмотрена замена при $T \le 0.5Qb$ расчета по прочности для второй схемы разрушения на расчет по прочности наклонных сечений при расчетной поперечной силе $Q + 3T/b$.

Наряду с расчетом по прочности пространственных сечений, проводится расчет по прочности элемента между пространственными сечениями. Если условие прочности вида $T \le T_{\max}$ при расчете по [3] и [4] или условие прочности вида $T \le T_{\max}(1 - Q/Q_{\max})$ при расчете по [1] и [2] не выполняется, то выводится соответствующее сообщение. Здесь $T_{\max} = 0.1R_b b^2 h$ при расчете по [1], [2], [3] и $T_{\max} = 0.1\alpha f_{cd} b^2 h$ при расчете по [4], причем $b = \min\{b, h\}$, $Q_{\max} = 0.3R_b b h_0$. Согласно [3], 3.37 расчетное сопротивление R_b для бетона класса выше B30 принимается как для бетона класса B30. Согласно [4], 7.3.1.4, расчетное сопротивление f_{cd} для бетона класса выше C25/30 принимается как для бетона класса C25/30. Коэффициент α принимается согласно [4], 6.1.5.4.

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

Производится табличный вывод требуемой погонной площади поперечной арматуры A_{sw}/s_w и длины c_{sw} отрезка, на котором должна быть размещена поперечная арматура ($c_{sw} = \max c_{swi}$, $i = 1,2,3$). В таблице выводятся значения отношения T/T_u, где T_u правая часть условия прочности, вычисленная для трех схем разрушения. Прочность элемента обеспечена при $T/T_u \le 1.0$. При замене расчета по второй схеме разрушения на расчет по прочности наклонных сечений, соответствующее значение отсутствует. Пропуск значения T/T_u для третьей схемы означает, что при данном изгибающем моменте разрушение по третьей схеме невозможно.

Предусмотрен вывод графика распределения требуемой погонной площади поперечной арматуры на приопорной части элемента. Поскольку при расчете по прочности для i-й схемы разрушения поперечная арматура учитывается на длине c_{swi}, то для каждого расчетного

сечения с координатой x производится корректировка распределения площади поперечной арматуры на отрезке $[x-0.5c_{sw}, x+0.5c_{sw}]$ по условию, согласно которому площадь поперечной арматуры на этом отрезке должна быть не меньше, чем в точке x.

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

4. Конструирование

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

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

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

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

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) /ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

437 – Расчет по прочности и трещиностойкости

Программа предназначена для подбора арматуры по условиям прочности и трещиностойкости, а также для проверки по условиям трещиностойкости согласно следующим нормам: СП 63.13330.2012 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5]. Допускается задание бетона и/или арматурной стали с ненормированной прочностью. Для сечения балки возможно задание разных сталей верхней и нижней арматуры и задание разных значений минимальной толщины защитного слоя бетона для верхней и нижней арматуры.

1. Сечение

Сечения подразделяются на стандартные и произвольные. К стандартным сечениям относятся прямоугольное сечение, тавровое или двутавровое сечение, круговое или кольцевое сечение (рис.1). Расчет согласно [1], [2], [4], может проводиться для всех указанных видов сечений, а расчет согласно [3], – для прямоугольного или таврового (двутаврового) сечений.

Рис. 1. Стандартные сечения

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

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

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

Рис. 2. Схемы армирования прямоугольного сечения

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

2. Усилия

Продольная сила и изгибающие моменты задаются относительно главных центральных осей y, z бетонного сечения. Принимается, что продольная сила N положительна при сжатии. При действии положительного момента M_y, сжатая зона возникает в верхней части сечения, а при действии положительного момента M_z, сжатая зона возникает в левой части сечения. При расчете по трещиностойкости согласно [1], [2] и [3], усилия соответствуют комбинациям нормативных нагрузок (γ_f = 1), образованным согласно СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» [6], [7], а при расчете согласно [4], усилия соответствуют практически постоянным комбинациям нагрузок (γ_F = 1), образованным согласно Приложению А. При расчете по [1], [2] и [3], наряду с усилиями от полной нагрузки задаются усилия от длительно действующей части нагрузки.

Рис. 3. Произвольное полигональное сечение

3. Расчет

Расчет по образованию и раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента, выполняется согласно [1], 8.2.14, 8.2.15, [2], 7.2.11, 7.2.12, [3], 4.5, 4.14, [4], 8.2.1.7–8.2.1.10.

Изгибающие моменты при образовании трещин определяются по предельному состоянию растянутого бетона. При этом учет продольной силы N возможен одним из двух способов. Если продольная сила и изгибающие моменты возникают от действия разных источников нагрузок, то следует положить $N = const$, а если они возникают от действия одного источника нагрузок и возрастают одновременно, то следует положить $e_y = M_y / N = const$ и $e_z = M_z / N = const$.

Расчет согласно [1] или [2] проводится на основе нелинейной деформационной модели. Изгибающие моменты $M_{y,crc}$ и $M_{z,crc}$ при образовании трещин, а также напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы [1], (8.128), (8.137) или [2], (7.13), (7.22), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматурной стали при помощи численного метода. При этом применяются диаграммы с деформационными характеристиками, соответствующими непродолжительному действию нагрузки. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s, через которые по формуле [1], (8.136) или [2], (7.21) вычисляется базовое расстояние l_s между трещинами, определяются непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $h_t \geq 2a$, $h_t \leq h/2$, где a – расстояние от наиболее растянутой арматуры до ближайшей грани сечения, h – сумма высот растянутой и сжатой зон сечения. Значение A_s определяется как сумма площадей A_{si} арматурных слоев с учетом средних по слою деформаций растяжения ε_i по формуле $A_s = \sum_i A_{si} \cdot (\varepsilon_i / \varepsilon_{\max})$, где $\varepsilon_{\max}$ – деформация наиболее растянутой арматуры.

Расчет согласно [3], проводится при помощи формул, приведенных в [3] и [8]. Предусмотрен вывод промежуточных результатов расчета, при этом применяются обозначения, принятые в нормах.

Расчет согласно [4], проводится на основе нелинейной деформационной модели. Изгибающие моменты $M_{y,cr}, M_{z,cr}$ при образовании трещин, деформация растянутой арматуры ε_s, напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и σ_{sr} вычисляются на основе диаграмм состояния бетона и арматурной стали при помощи численного метода. Моменты $M_{y,cr}, M_{z,cr}$ определяется из условия достижения на наиболее растянутой грани сечения

напряжения f_{ctm}. При этом состояние растянутого бетона описывается линейной диаграммой, соответствующей модулю упругости E_{cm}. Эффективная площадь растянутой зоны $A_{c,eff}$ определяется при высоте $h_{c,eff} = 2.5a$, которая ограничивается условиями $h_{c,eff} \le h_t / 2$ и $h_{c,eff} \le h / 2$, где h_t - высота растянутой зоны непосредственно перед образованием трещин, h – сумма высот растянутой и сжатой зон сечения.

При расчете по образованию трещин согласно [1], [2] и [4], предусмотрен вывод деформаций и напряжений, а также положения нейтральной линии непосредственно перед образованием трещин.

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

4. Конструирование

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

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

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

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

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

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

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

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.
6. СП 20.13330.2011: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минрегион России, 2010.
7. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
8. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84) /ЦНИИпромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 192 с.

439 – Сталежелезобетонный элемент

Программа предназначена для расчёта сталежелезобетонной балки и сталежелезобетонной колонны согласно СТО «Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования» [1]. Для сечения элемента проводятся расчеты по прочности и трещиностойкости. Предусмотрено определение напряженно-деформированного состояния элемента при заданных усилиях. Применяются диаграммы деформирования бетона, арматуры и конструкционной стали согласно СП 63.13330.2012 [2] и СП 16.13330.2011 [3].

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

1. Сечение балки

Рассматривается сечение с верхним или нижним расположением плиты (рис.1). Свесы плиты могут быть как равной длины, так и неравной длины. Вводятся следующие обозначения: C_b – центр тяжести железобетонной части сечения, C_s – центр тяжести стальной части сечения, C – центр тяжести приведенного сечения. Предполагается, что в общем случае арматура размещается вдоль верхней и нижней сторон плиты. В частном случае, один или оба слоя арматуры могут отсутствовать.

Рис. 1. Сечения балки

При верхнем расположении плиты может задаваться ребро плиты (рис.2). Предусмотрено размещение арматуры вдоль нижней стороны ребра.

Рис. 2. Плита с ребром

При наличии ребра, допускается расположение двутавра внутри ребра (рис.3). В этом случае, стальной двутавр является жесткой арматурой.

Рис. 3. Двутавр внутри ребра

При верхнем расположении плиты, предусмотрено обетонирование двутавра (рис.4). Предполагается, что бетон заполняет все пространство между полками профиля. Предусмотрено задание арматуры в бетоне стенки.

Двутавр может выбираться из сортамента прокатных двутавров или задаваться сварным. В последнем случае, допускается отсутствие полки профиля. Если не заданы размеры полок и стенок сварного двутавра, то производится расчет железобетонного сечения.

Рис. 4. Обетонирование двутавра

2. Сечение колонны

Рассматриваются следующие сечения колонны: сечение с полностью обетонированным двутавром (рис.5), сечение с частично обетонированным двутавром (рис.6), прямоугольное и круглое трубобетонные сечения (рис.7).

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

Двутавр может выбираться из сортамента прокатных двутавров или адаваться сварным. В случае полностью обетонированного двутавра, предусмотрен учет вытеснения бетона сечением двутавра.

Рис. 5. Сечение с полностью обетонированным двутавром

Рис. 6. Сечение с частично обетонированным двутавром

Рис. 7. Трубобетонные сечения

3. Усилия

При расчете балки задаются следующие усилия: N – продольная сила, M_y – изгибающий момент, Q_z – поперечная сила. При расчете колонны задаются следующие усилия: N – продольная сила, M_y – изгибающий момент относительно оси y, M_z – изгибающий момент относительно оси z. Усилия задаются относительно центральных осей приведенного сечения. Принимается, что продольная сила N положительна при сжатии. При действии положительного момента M_y, сжатая зона возникает в верхней части сечения, а при действии положительного момента M_z, сжатая зона возникает в левой части сечения. Знак Q_z не имеет значения.

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

4. Расчет балки по прочности

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

При расчете по прочности определяются предельные усилия и коэффициент надежности γ_u. При $\gamma_u \geq 1$ несущая способность сечения обеспечена. В выходном документе программы выводятся деформации и напряжения для предельного состояния, усилия в железобетонной и стальной частях сечения, а также эпюры напряжений в стали и в бетоне (рис.8).

Рис. 8. Пример эпюр напряжений в балке

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

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

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

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

Значение понижающего коэффициента k_M принимается равным 0.95. Для контроля вычислений предусмотрен ввод другого значения k_M. Если значение a_{12} превышает 1м, то изменяется значение M_{y2}.

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

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

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

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

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

5. Расчет балки по трещиностойкости

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

Изгибающий момент при образовании трещин определяется по предельному состоянию растянутого бетона. При этом учет продольной силы N возможен одним из двух способов. Если продольная сила и изгибающий момент возникают от действия разных источников нагрузок, то следует положить $N = const$, а если они возникают от действия одного источника нагрузок и возрастают одновременно, то следует положить $e_y = M_y / N = const$.

Расчет проводится на основе нелинейной деформационной модели. Изгибающий момент $M_{y,crc}$ при образовании трещин, а также напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы [2], (8.128), (8.137), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона, арматуры и конструкционной стали. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s, через которые по формуле [2], (8.136) вычисляется базовое расстояние l_s между трещинами, определяются непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $x_t \ge 2a$, $x_t \le h/2$, где a – расстояние от наиболее растянутой арматуры до ближайшей границы железобетонной части сечения, h - высота железобетонной части сечения.

6. Расчет колонны по прочности

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

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

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

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

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

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

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

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

Эксцентриситет e_0 определяется относительно центра тяжести приведенного сечения с учетом случайного эксцентриситета e_a согласно [1], 7.1.1.5. При расчете колонны, являющейся элементом статически определимой конструкции, эксцентриситет e_0 принимается равным $\frac{M}{N} + e_a$, а при расчете колонны, являющейся элементом статически неопределимой конструкции, – равным $\frac{M}{N}$, если $\frac{M}{N} \geq e_a$, и равным e_a, если $\frac{M}{N} < e_a$.

При расчете по прочности определяются предельные усилия и коэффициент надежности γ_u. При $\gamma_u \geq 1$ несущая способность сечения обеспечена. В выходном документе программы выводятся деформации и напряжения для предельного состояния, усилия в железобетонной и

Рис. 9. Пример эпюр напряжений в колонне

7. Расчет колонны по трещиностойкости

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

Изгибающие моменты при образовании трещин определяются по предельному состоянию растянутого бетона. При этом учет продольной силы N возможен одним из двух способов. Если продольная сила и изгибающие моменты возникают от действия разных источников нагрузок, то следует положить $N = const$, а если они возникают от действия одного источника нагрузок и возрастают одновременно, то следует положить $e_y = M_y / N = const$ и $e_z = M_z / N = const$.

Расчет проводится на основе нелинейной деформационной модели. Изгибающие моменты $M_{y,crc}$ и $M_{z,crc}$ при образовании трещин, а также напряжения в растянутой арматуре после образования трещин σ_s и $\sigma_{s,crc}$, входящие в формулы [2], (8.128), (8.137), вычисляются на основе диаграмм состояния бетона, арматуры и конструкционной стали. Площадь сечения растянутого бетона A_{bt} и площадь сечения растянутой арматуры A_s, через которые по формуле [2], (8.136) вычисляется базовое расстояние l_s между трещинами, определяются непосредственно перед образованием трещин. Значение A_{bt} определяется при следующих ограничениях на высоту растянутой зоны: $x_t \geq 2a$, $x_t \leq h/2$, где a – расстояние от наиболее растянутой арматуры до ближайшей границы железобетонной части сечения, h – сумма высот растянутой и сжатой зон железобетонной части сечения. Значение A_s определяется как сумма площадей A_{si} арматурных слоев с учетом средних по слою деформаций растяжения ε_i по формуле $A_s = \sum_i A_{si} \cdot (\varepsilon_i / \varepsilon_{\max})$, где $\varepsilon_{\max}$ – деформация наиболее растянутой арматуры.

8. Определение напряженно-деформированного состояния

При расчете данного вида для заданных усилий от нормативных нагрузок определяются деформации и напряжения, возникающие в бетоне, арматуре и конструкционной стали, усилия в железобетонной и стальной частях сечения. Предусмотрено построение зависимости кривизны от изгибающего момента $\kappa(M)$ (рис. 10, 11).

Рис. 10. Пример зависимости кривизны от момента для балки

Рис. 11. Пример зависимости кривизны от момента для колонны

На основе полученной зависимости $\kappa(M)$ вычисляется значение локальной жесткости D элемента с учетом нелинейных свойств материалов и наличия трещин. Вычисления производятся по формуле $D = \Delta M / \Delta\kappa$, где знак Δ означает разность значений. Примеры зависимости $D(M)$ даны на рис. 12, 13.

Рис. 12. Пример зависимости жесткости от момента для балки

Рис. 13. Пример зависимости жесткости от момента для колонны

Литература

1. СП АРСС 11251254.001-2015 Сталежелезобетонные конструкции. Правила проектирования. – М.: 2015.
2. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
3. СП 16.13330.2011: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минрегион России, 2010.
4. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84. - Минрегион России, 2011.

440 – Расчет на продавливание

Программа предназначена для расчёта на продавливание плиты, воспринимающей нагрузки от колонн прямоугольного или круглого сечения, согласно следующим нормам: СП 63.13330.2012 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5]. Предусмотрен учет влияния свободных краев плиты. Если прочность плиты без поперечной арматуры не обеспечена, то производится конструирование арматуры. При расчете по [1] и [2], в случае колонны прямоугольного сечения, рассматриваются два вида расположения арматуры: равномерное и крестообразное. По результатам конструирования выводится картина размещения хомутов. Допускается задание бетона и/или арматуры с ненормированной прочностью.

1. Расчетная схема и нагрузка

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

Нагрузка на плиту, действующая в пределах сечения колонны, характеризуется значением результирующей силы F. Неравномерность распределения нагрузки по грузовой площади и, следовательно, неравномерность распределения напряжений в расчетном поперечном сечении плиты при продавливании в расчете по [3] не учитывается. В расчете по [1] и [2] предусмотрено задание моментов M_x, M_y относительно осей x, y соответственно. Согласно [1], 8.1.46 и [2], 6.2.46, при расчете на продавливание следует учитывать только половины сосредоточенных моментов, действующих на плиту. При расчете по [4], неравномерность распределения напряжений в расчетном поперечном сечении плиты учитывается путем увеличения расчетной продавливающей силы в зависимости от расположения колонны относительно краев плиты.

Если расчет на продавливание проводится для фундаментной плиты, то продавливающая сила уменьшается на величину результирующей силы реактивного давления грунта, действующего в пределах расчетной области. Согласно [1], [2] и [3], расчетной областью является нижнее (большее) основание пирамиды продавливания, расположенное на уровне растянутой продольной арматуры. По [4], в качестве расчетной области принимается область, ограниченная расчетным контуром.

2. Расчет по СП 63.13330.2012 и СП 52-101-2003

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [1], 8.1.46 – 8.1.52 и [2], 6.2.46 – 6.2.52. Условие прочности плиты, армированной хомутами в пределах расчетной области, имеет вид:

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

Здесь $F_{b,ult} = R_{bt} \cdot u \cdot h_0$, $F_{sw,ult} = 0.8 \cdot q_{sw} \cdot u$, $M_{bx,ult} = R_{bt} \cdot W_{bx} \cdot h_0$, $M_{sw,x,ult} = 0.8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,x}$, $M_{by,ult} = R_{bt} \cdot W_{by} \cdot h_0$, $M_{sw,y,ult} = 0.8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw,y}$, $q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}$, R_{bt} - расчетное сопротивление бетона при растяжении (с учетом коэффициента условий работы бетона γ_b), $h_0 = (h_{0x} + h_{0y})/2$ - средняя рабочая высота сечения плиты, u - периметр расчетного контура, расположенного на расстоянии $h_0/2$ от колонны, R_{sw} - расчетное сопротивление поперечной

арматуры, s_w - шаг хомутов вдоль расчетного контура, A_{sw} - суммарная площадь сечений хомутов, расположенных по обе стороны от расчетного контура на расстоянии не более $h_0/2$ в пределах полосы шириной s_w вдоль расчетного контура (как правило, A_{sw} определяется для двух хомутов); W_{bx}, W_{by} - моменты сопротивления расчетного контура, соответствующие моментам M_x, M_y и имеющие размерность квадрата единицы длины. При расположении поперечной арматуры, равномерном по расчетному контуру, принимается, что $W_{sw,x} = W_{bx}$ и $W_{sw,y} = W_{by}$. При крестообразном расположении поперечной арматуры, периметр и моменты сопротивления арматуры определяются по фактическим длинам $L_{sw,x}$ и $L_{sw,y}$ участков расположения арматуры по расчетному контуру.

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

Согласно указаниям [1], 8.1.46, учитывается ограничение:

$$\frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 0.5 \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}}$$

Согласно указаниям [2], 6.2.46, учитывается ограничение:

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

При крестообразном расположении арматуры, среди всевозможных вариантов размещения хомутов, для которых выполняется условие проверки, отыскивается вариант с наименьшим числом хомутов. При проведении проверки длины $L_{sw,x}$ и $L_{sw,y}$ принимаются равными расстояниям между осями крайних хомутов согласно [1], рис.8.11 и [2], рис.6.12. Моменты сопротивления арматуры $W_{sw,x}$ и $W_{sw,y}$ определяются относительно центральных осей расчетного контура. При проверке прочности плиты за границей расположения поперечной арматуры, расчетный контур принимается согласно [1], рис.8.11 и [2], рис.6.12.

В случае колонны прямоугольного сечения, при равномерном расположении поперечной арматуры в плите перекрытия, возможен учет влияния отверстия прямоугольной формы. Согласно [1], 8.1.46, учет производится, если расстояние от колонны до отверстия не превышает $6h$. При этом часть расчетного контура, заключенная между касательными к отверстию, не учитывается.

Предусмотрена возможность проверки по предельному напряжению согласно условию:

$$\frac{\max|\tau|}{R_{bt}+0.8\dfrac{R_{sw}A_{sw}}{s_w h_0}}\le 1$$

где $\max|\tau|$ - наибольшее абсолютное значение напряжения τ в расчетном поперечном сечении плиты. Данное условие получается путем преобразования исходного условия проверки с использованием выражений для предельных усилий. Ограничение вклада моментов принимает вид:

$\max|\tau|\le 1.5\tau_F$ при расчете согласно [1]

$\max|\tau|\le 2\tau_F$ при расчете согласно [2]

где $\tau_F=\dfrac{F}{uh_0}$ - напряжение от действия силы F. Напряжение τ определяется из уравнений равновесия в предположении линейного распределения. При этом сила F автоматически принимается положительной при расчете плиты перекрытия и отрицательной при расчете фундаментной плиты. Положительные направления моментов принимаются в соответствии с правилом правого винта:

Ниже приведены примеры распределения напряжения τ вдоль расчетного контура в случае угловой колонны прямоугольного и круглого сечения. Оси x_0, y_0 являются главными центральными осями расчетного контура.

3. Расчет по СНиП 2.03.01-84*

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [3], 3.42. Условие прочности плиты, армированной хомутами в пределах расчетной области, имеет вид:

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

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

Прочность плиты без поперечной арматуры проверяется при $F_{sw} = 0$. Если прочность не обеспечена, то определяется число хомутов n_0, требуемое для выполнения условия прочности и дополнительного условия $F_{sw} \ge 0.5 \cdot F_b$. Если продавливающая нагрузка $F > 2F_b$, то

прочность плиты нельзя обеспечить армированием. В этом случае необходимо увеличить толщину плиты.

4. Расчет по СНБ 5.03.01-02

Расчет плиты на продавливание проводится согласно [4], 7.4.3.1 - 7.4.3.12 с учетом [5]. Условие прочности плиты, армированной хомутами, имеет вид:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

5. Конструирование арматуры

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

В случае колонны прямоугольного сечения, при расчете по [3], рассматривается равномерное расположение арматуры. При расчете по [1] и [2], рассматривается как равномерное, так и крестообразное расположение арматуры. При равномерном расположении арматуры, шаги хомутов вдоль расчетного контура и перпендикулярно к нему принимаются одинаковыми. Хомуты размещаются по всей зоне продавливания. При крестообразном расположении арматуры шаги хомутов различны. Хомуты размещаются сосредоточенно у осей сечения колонны.

В случае круглой колонны, хомуты устанавливаются по направлениям, перпендикулярным к расчетному контуру.

Согласно [3] 5.29, шаг хомутов должен удовлетворять следующим условиям:

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

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

Согласно [1] и [2], шаг хомутов должен удовлетворять следующим условиям:

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

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

В соответствии с [1], 8.1.48, [2], 6.2.48 и [3], 3.42, производится дополнительный расчет на продавливание для зоны плиты, находящейся за пределами области армирования.

При расчете согласно [4], количество расчетных контуров и шаг хомутов ($s_w \le 0.75d$) подбираются по условию минимума общего числа хомутов. Хомуты размещаются равномерно вдоль расчетных контуров.

По результатам конструирования арматуры выводится картина размещения хомутов.

Ниже приведены примеры равномерного и крестообразного размещения хомутов в случае угловой колонны прямоугольного сечения.

10
105
10
105

110
13
10
10
110

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №1 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2004.

441 – Расчет на продавливание (Еврокод 2)

Программа предназначена для расчёта на продавливание плиты, воспринимающей нагрузки от колонн прямоугольного или круглого сечения, согласно ТКП EN 1992-1-1-2009: Еврокод 2 [1]. Предусмотрен учет влияния свободных краев плиты. Если прочность плиты без поперечной арматуры не обеспечена, то определяется требуемая площадь арматуры и производится конструирование арматуры. По результатам конструирования выводится картина размещения хомутов.

1. Расчетная схема

Рассматривается железобетонная плита, опирающаяся на колонну прямоугольного или круглого сечения. В плоскости плиты вводится декартова система координат x, y, начало которой находится в центре сечения колонны. Колонны подразделяются на средние, краевые и угловые. В случае средней колонны, влияние свободных (незакрепленных) краев плиты не учитывается. В случае краевой колонны, учитывается влияние свободного края плиты, параллельного оси x или оси y. В случае угловой колонны, учитывается влияние свободных краев плиты, параллельных осям x и y. Пример угловой колонны приведен на рис. 1.

Рис. 1. Пример угловой колонны

2. Нагрузки

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

Основные комбинации воздействий строятся либо по формуле (6.10):

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

либо по формулам (6.10a) и (6.10b):

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

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

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

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

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

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

В приведенных формулах знак «+» означает включение в комбинацию. Доминирующее переменное воздействие обозначается как $Q_{k,1}$. В формуле (6.10b) понижающий коэффициент $\xi = 0.85$ применяется для постоянных воздействий при их неблагоприятном действии. При генерации комбинаций предполагается, что каждое постоянное воздействие может действовать неблагоприятно и благоприятно и что каждое переменное воздействие может быть доминирующим. При неблагоприятном действии постоянного воздействия оно входит в комбинацию с коэффициентом $\gamma_{G,\sup} = 1.35$, а при благоприятном действии – с коэффициентом $\gamma_{G,\inf} = 1.0$. При неблагоприятном действии переменного воздействия, оно входит в комбинацию с коэффициентом $\gamma_{Q,\sup} = 1.5$, а при благоприятном действии, оно не учитывается в комбинации воздействий.

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

Нагрузка на плиту от каждого воздействия включает продавливающую силу V и моменты M_x, M_y относительно осей x, y. В случае краевой или угловой колонны, возможен учет знаков моментов. При этом положительные направления моментов принимаются в соответствии с правилом правого винта (рис. 2).

Рис. 2. Положительные направления силы и моментов

При расчете плиты перекрытия, продавливающая сила V автоматически принимается положительной, а при расчете фундаментной плиты - отрицательной.

При расчете фундаментной плиты, продавливающая сила V уменьшается на величину равнодействующей P реактивного давления грунта p, учитываемого в пределах основного контрольного контура. В предположении о равномерном распределении давления определяется точка приложения (x_p, y_p) равнодействующей P и учитываются моменты равнодействующей M_{px}, M_{py} относительно осей координат x, y.

3. Расчет

Расчет плиты на продавливание проводится согласно 6.4 и заключается в проверке прочности по краю колонны и по основному контрольному контуру, расположенному на расстоянии $2d$ от колонны, где $d = (d_x + d_y)/2$ - средняя рабочая высота плиты.

Условие прочности плиты без поперечной арматуры имеет вид:

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

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

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

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

Здесь V_{Ed} - расчетная продавливающая сила, β - коэффициент учета моментов, u_1 - периметр основного контрольного контура, $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_C$, γ_C - коэффициент безопасности для бетона, зависящий от типа комбинации воздействий ($\gamma_C = 1.5$ для основной комбинации, $\gamma_C = 1.2$ для особой комбинации), $k = 1 + \sqrt{20/d} \le 2$ ($[d] =$ см), $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \le 0.02$ - среднее значение коэффициента продольного армирования, f_{ck} - характеристическая прочность бетона при сжатии.

Условие прочности плиты, армированной хомутами, имеет вид:

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

$$v_{Rd,cs} = 0.75 v_{Rd,c} + 1.5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} / (u_1 d)$$

Здесь $A_{sw} = n_t \cdot A_s$ - площадь n_t хомутов, расположенных вдоль контура, A_s - площадь сечения одного хомута, s_r - радиальный шаг хомутов, $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \le f_{ywd}$, $f_{ywd} = f_{ywk}/\gamma_S$ - расчетный предел текучести поперечной арматуры, γ_S - коэффициент безопасности для арматуры, зависящий от типа комбинации воздействий ($\gamma_S = 1.15$ для основной комбинации, $\gamma_S = 1.0$ для особой комбинации).

Наряду с проверкой по основному контрольному контуру, проводится проверка по условию:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \le v_{Rd,\max}$$

$$v_{Rd,\max} = 0.5 v f_{cd}$$

$$v = 0.6(1 - f_{ck}/250)$$

Здесь $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_C$ - расчетная прочность бетона при сжатии. Периметр u_0 в случае средней колонны равен периметру сечения колонны.

Для краевой колонны и угловой колонны прямоугольного сечения значение u_0 вычисляется по формулам:

$u_0 = c_2 + 3d \le c_2 + 2c_1$ для краевой колонны

$u_0 = 3d \le c_1 + c_2$ для угловой колонны

Здесь c_1 - длина стороны, перпендикулярной к краю плиты, c_2 - длина стороны, параллельной краю плиты.

Для краевой колонны круглого сечения значение u_0 вычисляется по формулам:

$$u_0 = D \cdot \arccos(1 - 1.5d / R) \text{ при } 1.5d < R$$

$$u_0 = \pi D / 2 + 2a \text{ при } 1.5d \geq R$$

$$a = 1.5d - R \leq R$$

Здесь D - диаметр сечения колонны, $R = D/2$.

Для угловой колонны круглого сечения значение u_0 вычисляется по формулам:

$$u_0 = D \cdot \arccos\{1/\sqrt{2}[1/\sqrt{2} + \sqrt{1 - (1/\sqrt{2} - 1.5d / R)^2} - 1.5d / R]\} \text{ при } 1.5d < R/\sqrt{2}$$

$$u_0 = \pi D / 4 + 2a \text{ при } 1.5d \geq R/\sqrt{2}$$

$$a = 1.5d - R/\sqrt{2} \leq R$$

Перечисленные проверки проводятся для всех возможных комбинаций воздействий. При этом коэффициенты безопасности γ_C, γ_S принимаются в соответствии с типом комбинации. В выходном документе программы приводятся результаты, полученные для самых опасных (критических) комбинаций воздействий.

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

Рис. 3. Пример распределения поперечных усилий

Формула для определения коэффициента β имеет вид:

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

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

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

$$W_1 = c_1^2 / 2 + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1$$

Заменой c_1 на c_2 и наоборот получается формула для случая действия момента в плоскости, параллельной стороне c_2. При действии двух моментов допускается применение приближенной формулы (6.43):

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

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

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

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

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

В случае краевой или угловой колонны основной контрольный контур является незамкнутым и характеризуется центром тяжести с координатами x_c, y_c. В этом случае производится переход к центральным осям x_0, y_0 контрольного контура, параллельным исходным осям x, y. Моменты M_x, M_y от комбинации воздействий суммируются с дополнительными моментами, обусловленными переносом продавливающей силы V в начало координат x_0, y_0. Если расчет проводится без учета знаков моментов, то суммируются абсолютные значения моментов. Коэффициент учета моментов определяется по формуле:

$$\beta = 1 + \frac{\tau u}{V}$$

Величина поперечных усилий τ, возникающих в контрольном поперечном сечении плиты, определяется численным методом путем отыскания такого распределения поперечных усилий, для которого выполняются условия равновесия при действии моментов $k_x M_{x0}$ и $k_y M_{y0}$ (M_{x0}, M_{y0} - моменты относительно осей x_0, y_0). Коэффициенты k_x, k_y принимаются по таблице 6.1. В случае угловой колонны при действии двух моментов дополнительно вычисляется значение β после изменения знака одного из моментов. Из полученных двух значений выбирается наибольшее. В программе предусмотрен графический вывод основного контрольного контура с изображением нейтральной линии, отделяющей зоны с усилиями τ и $-\tau$ (рис. 4).

Рис. 4. Пример расположения нейтральной линии при определении τ

Следует заметить, что для средней колонны прямоугольного сечения, при действии двух моментов, значение коэффициента β, определенное численным методом, меньше значений, получаемых по формуле (6.43).

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

Если условие прочности плиты без поперечной арматуры не выполняется, то определяется требуемая площадь арматуры и производится конструирование арматуры с учетом конструктивных требований по пункту 9.4.3. При этом поперечная арматура размещается в пределах контура с периметром u_{out}, для которого выполняется условие:

$$\beta \frac{V_{Ed}}{u_{out} d} = v_{Rd,c}$$

Расстояние от арматуры до этого контура не должно быть больше $1.5d$.

4. Конструирование арматуры

При конструировании арматуры учитываются следующие требования: арматура должна быть размещена на двух или более контурах; радиальный шаг хомутов s_r не должен превышать $0.75d$; расстояние от колонны до первого контура с хомутами не должно быть меньше $0.3d$ и не должно быть больше $d/2$.

При конструировании учитываются ограничения тангенциального шага хомутов s_t, определяемом как $s_t = u_i / n_t$, где u_i - периметр контура с хомутами. На контуре, ближайшем к основному контрольному контуру со стороны колонны, $s_t \le 1.5d$; на контуре, наиболее удаленном от колонны, $s_t \le 2d$. Расстояние от колонны до наиболее удаленного контура равно $s_1 + (n_r - 1)s_r + d_{sw}/2$. На этом контуре дополнительно учитывается условие (9.11).

$$A_{s,\min} \frac{1.5}{s_r s_t} \ge 0.08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

где $A_{s,\min}$ - минимально требуемая площадь сечения хомута. При заданном диаметре хомута данное условие можно рассматривать как ограничение тангенциального шага хомутов:

$$s_t \le s_{t,\max}$$

$$s_{t,\max} = \frac{1.5 A_s f_{yk}}{0.08 s_r \sqrt{f_{ck}}}$$

При конструировании арматуры шаги хомутов s_r и s_t подбираются по условию минимума общего числа хомутов.

На рис. 5 приведен пример размещения хомутов в случае угловой колонны прямоугольного сечения.

Рис. 5. Пример размещения хомутов

Литература

1. ТКП EN 1992-1-1-2009: Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
2. ТКП EN 1990-2011*: Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций.

445 – Расчет на местное сжатие

Программа предназначена для расчёта на местное сжатие (смятие) согласно следующим нормам: СП 63.13330.2012 [1], СП 52-101-2003 [2], СНиП 2.03.01-84* [3], СНБ 5.03.01-02 [4], [5]. Предусмотрен учет влияния краев элемента. Если прочность элемента без косвенной арматуры не обеспечена, то производится подбор сеток косвенной арматуры и их размещение.

1. Расчет по СНиП 2.03.01-84*

Расчет на местное сжатие проводится согласно [3], 3.39 – 3.41. Условие прочности элемента без косвенной арматуры имеет вид:

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

Здесь $N_b = \psi R_{b,loc} c_x c_y$ - предельное значение сжимающей силы при отсутствии косвенной арматуры, ψ - коэффициент учета неравномерности распределения местной нагрузки; c_x, c_y - размеры грузовой площади по направлениям x, y; $R_{b,loc} = \alpha\varphi_b R_b$, α - коэффициент, равный 1 для бетона класса ниже B25 и равный $13.5R_{bt}/R_b$ для бетона класса B25 и выше, $\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2}/c_x c_y} \le 2.5$, $\alpha\varphi_b \ge 1$; R_b, R_{bt} - расчетные сопротивления бетона при сжатии и растяжении (с учетом коэффициента условий работы γ_b), A_{loc2} - расчетная площадь смятия. Центры тяжести грузовой площади $c_x c_y$ и расчетной площади A_{loc2} совпадают. Если грузовая площадь расположена вдали от краев элемента, то $A_{loc2} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2c_x)$. Если расстояние a_x от стороны c_x до края, параллельного этой стороне, меньше c_x, то $A_{loc2} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2a_x)$. При $a_x < c_x$ и $a_y < c_y$ расчетная площадь равна $A_{loc2} = (c_x + 2a_y)(c_y + 2a_x)$. При $a_x = 0$ и $a_y = 0$ грузовая и расчетная площади равны, т.е. $A_{loc2} = c_x c_y$.

Условие прочности элемента с косвенной арматурой имеет вид:

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

Здесь $N_{bs} = \varphi_b R_b c_x c_y + \varphi\mu_{xy} R_{s,xy} \varphi_s A_{loc1}$ - предельное значение сжимающей силы при наличии косвенной арматуры, $R_{s,xy}$ - расчетное сопротивление арматуры сеток, $\varphi = 1/(0.23 + \Psi)$, $\Psi = \mu_{xy} R_{s,xy}/(R_b + 10)$, $\mu_{xy} = (n_x l_x + n_y l_y) A_s / l_x l_y s$ - коэффициент косвенного армирования; l_x, l_y - длины стержней, параллельных направлениям x, y; n_x, n_y - числа стержней, A_s - площадь сечения одного стержня, s - шаг сеток косвенной арматуры, $\varphi_s = 4.5 - 3.5A_{loc1}/A_{ef}$, A_{loc1} - грузовая площадь за вычетом той ее части, которая находится за пределами площади сетки, A_{ef} - площадь сетки за вычетом той ее части, которая находится за пределами расчетной площади A_{loc2}.

Площадь сетки A_{xy} определяется как площадь внутри контура, образованного осями крайних стержней сетки. Область, в пределах которой располагается сетка, строится так же, как и расчетная область. При расположении грузовой площади вдали от краев элемента, сетка располагается в пределах расчетной области. При наличии близкорасположенного края, расчетная область меньше площади сетки. Часть площади сетки, находящаяся вне расчетной области, не учитывается при определении предельного значения сжимающей силы.

На рис.1 грузовая площадь совпадает с сечением элемента. В этом случае $A_{loc2} = c_x c_y$, $A_{ef} = A_{xy}$, причем $A_{xy} < A_{loc2}$. Площадь A_{loc1} меньше грузовой площади $c_x c_y$ на ту ее часть, которая находится за пределами площади сетки A_{xy}.

Рис.1

На рис.2 грузовая площадь находится в углу элемента. В этом случае, $A_{loc2} = c_x c_y$, $A_{ef} < A_{xy}$, причем $A_{xy} > A_{loc2}$. Площадь A_{loc1} меньше грузовой площади $c_x c_y$ на ту ее часть, которая находится за пределами площади сетки. Площадь A_{ef} меньше площади сетки A_{xy} на ту ее часть, которая находится за пределами расчетной области A_{loc2}.

Рис.2

На рис.3 грузовая площадь находится на небольшом удалении от краев. При этом $A_{loc2} > c_x c_y$, $A_{ef} < A_{s,xy}$, $A_{loc1} = c_x c_y$. Площадь A_{ef} меньше площади сетки $A_{s,xy}$ на ту ее часть, которая находится за пределами расчетной области A_{loc2}.

Рис.3

На рис.4 грузовая площадь находится вдали от краев элемента. В этом случае, $A_{loc2} > c_x c_y$, $A_{ef} = A_{xy}$, $A_{xy} \approx A_{loc2}$ (причем A_{xy} не более A_{loc2}), $A_{loc1} = c_x c_y$.

Рис.4

2. Расчет по СП 63.13330.2012 и СП 52-101-2003

Расчет на местное сжатие проводится согласно [1], 8.1.43 - 8.1.45 или [2], 6.2.43 – 6.2.45. Условие прочности элемента без косвенной арматуры имеет вид:

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

Здесь $N_b = \psi R_{b,loc} c_x c_y$ - предельное значение сжимающей силы при отсутствии косвенной арматуры, ψ - коэффициент учета неравномерности распределения местной нагрузки; c_x, c_y - размеры грузовой площади по направлениям x, y; $R_{b,loc} = \varphi_b R_b$, $\varphi_b = 0.8\sqrt{A_{b,\max} / c_x c_y} \le 2.5$, причем $\varphi_b \ge 1$, R_b - расчетное сопротивление бетона при сжатии (с учетом коэффициента условий работы γ_b), $A_{b,\max}$ - расчетная площадь смятия. Центры тяжести грузовой площади

$c_x c_y$ и расчетной площади $A_{b,\max}$ совпадают. Если грузовая площадь расположена вдали от краев элемента, то $A_{b,\max} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2c_x)$. Если расстояние a_x от стороны c_x до края, параллельного этой стороне, меньше c_x, то $A_{b,\max} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2a_x)$. При $a_x < c_x$ и $a_y < c_y$ расчетная площадь равна $A_{b,\max} = (c_x + 2a_y)(c_y + 2a_x)$. При $a_x = 0$ и $a_y = 0$ грузовая и расчетная площади равны, т.е. $A_{b,\max} = c_x c_y$.

Условие прочности элемента с косвенной арматурой имеет вид:

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

Здесь $N_{bs} = N_b + N_s$ - предельное значение сжимающей силы при наличии косвенной арматуры, N_b - предельное значение силы при отсутствии косвенной арматуры, $N_s = 2\psi\varphi_{s,xy} R_{s,xy} \mu_{s,xy} A_{b,loc}$, $R_{s,xy}$ - расчетное сопротивление арматуры сеток, $\varphi_{s,xy} = \sqrt{A_{b,loc,ef} / A_{b,loc}}$, $\mu_{s,xy} = (n_x l_x + n_y l_y) A_s / l_x l_y s$ - коэффициент косвенного армирования; l_x, l_y - длины стержней, параллельных направлениям x, y; n_x, n_y - числа стержней, A_s - площадь сечения одного стержня, s - шаг сеток косвенной арматуры, $A_{b,loc}$ - грузовая площадь за вычетом той ее части, которая находится за пределами площади сетки, $A_{b,loc,ef}$ - площадь сетки за вычетом той ее части, которая находится за пределами расчетной площади $A_{b,\max}$.

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

Некоторые случаи расположения грузовой площади относительно краев элемента и расположения сетки относительно грузовой площади рассмотрены в разделе 1.

3. Расчет по СНБ 5.03.01-02

Расчет на местное сжатие проводится согласно [4], 7.4.1. Условие прочности элемента без косвенной арматуры имеет вид:

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

Здесь $N_b = \alpha_u f_{cud} c_x c_y$ - предельное значение сжимающей силы при отсутствии косвенной арматуры, α_u - коэффициент учета неравномерности распределения местной нагрузки; c_x, c_y - размеры грузовой площади по направлениям x, y; $f_{cud} = \omega_u \alpha f_{cd}$, $\omega_u = 1 + k_u k_f \frac{f_{ctd}}{f_{cd}} (\sqrt{A_{c1} / c_x c_y} - 1) \le 3$; f_{cd}, f_{ctd} - расчетные сопротивления бетона при сжатии и растяжении, A_{c1} - расчетная площадь смятия. Центры тяжести грузовой площади $c_x c_y$ и расчетной площади A_{c1} совпадают. Если грузовая площадь расположена вдали от краев элемента, то $A_{c1} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2c_x)$. Если расстояние a_x от стороны c_x до края, параллельного этой стороне, меньше c_x, то $A_{c1} = (c_x + 2c_y)(c_y + 2a_x)$. При $a_x < c_x$ и $a_y < c_y$ расчетная площадь равна $A_{c1} = (c_x + 2a_y)(c_y + 2a_x)$. При $a_x = 0$ и $a_y = 0$ грузовая и расчетная площади равны, т.е. $A_{c1} = c_x c_y$.

Условие прочности элемента с косвенной арматурой имеет вид:

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

Здесь $N_{bs} = N_b + N_s$ - предельное значение сжимающей силы при наличии косвенной арматуры, N_b - предельное значение силы при отсутствии косвенной арматуры, $N_s = \alpha_u \varphi_0 \rho_{xy} f_{yd,xy} \varphi_s A_{c0}$, $f_{yd,xy}$ - расчетное сопротивление арматуры сеток, $\varphi_0 = 1/(0.23 + \Psi)$, $\Psi = \rho_{xy} f_{yd,xy} / (\alpha f_{cd} + 10)$, $\rho_{xy} = (n_x l_x + n_y l_y) A_s / l_x l_y s$ - коэффициент косвенного армирования; l_x, l_y - длины стержней, параллельных направлениям x, y; n_x, n_y - числа стержней, A_s - площадь сечения одного стержня, s - шаг сеток косвенной арматуры, $\varphi_s = 4.5 - 3.5 A_{c0} / A_{eff}$, A_{c0} - грузовая площадь за вычетом той ее части, которая находится за пределами площади сетки, A_{eff} - площадь сетки за вычетом той ее части, которая находится за пределами расчетной площади A_{c1}.

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

Некоторые случаи расположения грузовой площади относительно краев элемента и расположения сетки относительно грузовой площади рассмотрены в разделе 1.

4. Конструирование арматуры

Параметрами, применяемыми при подборе сеток косвенной арматуры, являются следующие параметры: диаметр арматуры d_s, минимальная толщина защитного слоя бетона $a_{\min}$, минимальное и максимальное значения шага стержней сетки s_0, минимальное и максимальное значения шага сеток s, глубина зоны армирования h_s. Шаг s_0 принимается одинаковым по направлениям x, y.

Значение $a_{\min}$ применяется при размещении сеток вблизи краев, а также при определении положения сеток по толщине элемента h. Глубина зоны армирования h_s определяется как расстояние от нагруженной поверхности элемента до граничной плоскости крайней сетки. Крайняя сетка располагается так, чтобы расстояние от ненагруженной поверхности элемента до стержней сетки было не менее $a_{\min}$ и не менее d_s. Наименьшее число сеток косвенной арматуры принимается равным двум.

Согласно [1], 10.3.18 и [2], 8.3.16, по глубине сетки располагают либо в пределах удвоенного большего размера грузовой площади $\max(2c_x, 2c_y)$, либо в пределах толщины элемента. При расчете по [3] и [4], глубина зоны армирования может приниматься согласно [1] или определяться по заданному значению h_s.

При подборе сеток косвенной арматуры в качестве критерия применяется коэффициент косвенного армирования μ_{xy} (в обозначениях [3]). Отыскиваются такие параметры косвенной арматуры, при которых обеспечивается прочность элемента и μ_{xy} принимает наименьшее значение.

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
3. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
4. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции (Изменение №3 СНБ 5.03.-01-02)/ Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2006.

450 – Расчет по огнестойкости

Программа предназначена для расчёта по огнестойкости элементов железобетонных конструкций согласно СТО НИИЖБ [1] и Eurocode 2 [2]. Температурное поле в сечении элемента при огневом воздействии определяется путем решения задачи нестационарной теплопроводности с учетом зависимости теплофизических характеристик бетона от температуры. Предельные усилия вычисляются на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры. Нормативные сопротивления материалов при нормальной температуре принимаются согласно СП 52-101-2003 [3]. Предусмотрена возможность задания материалов с ненормированной прочностью.

1. Сечения

Рассматриваются стержневые элементы прямоугольного, круглого, уголкового и таврового сечений, а также плиты. Применяются центральные оси координат y, z бетонного сечения. Для прямоугольного сечения предусмотрены следующие схемы армирования: 1) арматура располагается в углах сечения, 2) арматура располагается вдоль контура сечения, 3) арматура располагается вдоль верхней и нижней сторон сечения, 4) арматура располагается произвольным образом.

Для первой схемы армирования предусмотрены два варианта задания арматуры. Первый вариант предназначен для случая, когда в каждом углу сечения располагается один стержень. В этом случае задается диаметр стержней и толщина защитного слоя бетона. Второй вариант предназначен для случая, когда в каждом углу сечения располагается группа стержней. В этом случае задается общая площадь арматуры и расстояние до центра тяжести группы стержней от ближайших сторон сечения.

При второй схеме армирования, стержни располагаются в углах и вдоль сторон сечения. В этом случае задаются числа промежуточных стержней, расположенных вдоль сторон сечения. Диаметры угловых и промежуточных стержней могут быть различными.

При третьей схеме армирования, для каждого ряда арматурных стержней задаются: диаметр крайних стержней, диаметр промежуточных стержней, число промежуточных стержней, толщина защитного слоя бетона.

Если фактическое размещение арматурных стержней отличается от вышеуказанных схем армирования, то арматура считается произвольно расположенной и задается путем ввода рядов стержней. Для каждого ряда стержней задаются координаты начала и конца отрезка, на котором размещаются арматурные стержни. Для удобства ввода, в качестве осей координат, принимаются оси, направленные по нижней и левой сторонам сечения. Задаются число стержней в ряду и диаметр стержней.

В круглом сечении арматурные стержни равномерно распределяются вдоль окружности. Предусмотрены два варианта размещения стержней в зависимости от расположения первого стержня на оси y или на оси z. Предполагается, что число стержней не меньше 6.

В плите арматура равномерно распределяется вдоль верхней и нижней сторон. Для каждого ряда арматурных стержней задаются диаметр и шаг стержней, толщина защитного слоя бетона.

Для уголкового сечения предусмотрены следующие схемы армирования: 1) арматура располагается в углах сечения, 2) арматура располагается вдоль контура сечения, 3) арматура располагается произвольным образом.

Для таврового сечения арматура задается путем ввода рядов стержней.

2. Усилия

Расчет по огнестойкости проводится для усилий от наиболее неблагоприятных сочетаний нормативных постоянных и длительных нагрузок согласно СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия». Согласно СТО НИИЖБ в том случае, когда нельзя установить значение нормативной нагрузки, следует принимать ее равной 0,7 от расчетной нагрузки.

Продольная сила N принимается положительной при сжатии. Положительные направления изгибающих моментов M_y, M_z показаны на рис.1. Изгибающий момент M_y является положительным, если при его действии сжатая зона возникает в верхней части сечения. Изгибающий момент M_z является положительным, если при его действии сжатая зона возникает в левой части сечения. При расчете плиты задаются погонные усилия.

Рис.1. Положительные направления изгибающих моментов

3. Расчет по огнестойкости

Огнестойкость элемента характеризуется периодом времени (в минутах) от начала пожара до момента возникновения предельного состояния элемента, который называется пределом огнестойкости. Для несущих элементов предельным состоянием по огнестойкости является потеря несущей способности. Предельное состояние наступает тогда, когда предельные усилия становятся равными расчетным усилиям. В программе строится зависимость коэффициента запаса прочности γ_u от времени. Предел огнестойкости определяется по моменту времени, при котором $\gamma_u = 1$.

Экспериментально установлено, что разрушение железобетонного элемента при огневом воздействии происходит аналогично разрушению при нормальной температуре. Предельные усилия при огневом воздействии определяются на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры при тех же предположениях, что и при нормальной температуре. Основными предположениями являются следующие: деформации распределяются по линейному закону, напряжения в растянутом бетоне пренебрежимо малы. При определении предельных усилий при огневом воздействии учитывается зависимость прочностных и деформационных характеристик материалов от температуры.

Расчеты по огнестойкости, согласно СТО НИИЖБ и Eurocode 2, не имеют принципиальных различий, но имеют различия в зависимостях от температуры теплофизических, прочностных и деформационных характеристик бетона и арматуры. Также различными являются диаграммы деформирования материалов.

3.1 Определение температурного поля

Для определения предела огнестойкости необходимо рассчитать температурное поле в сечении элемента от огневого воздействия. Температурное поле $T(y,z,t)$ определяется на основе уравнения нестационарной теплопроводности:

$$\frac{\partial}{\partial y}(\lambda\frac{\partial T}{\partial y})+\frac{\partial}{\partial z}(\lambda\frac{\partial T}{\partial z})=c\rho\frac{\partial T}{\partial t}$$

Здесь λ - коэффициент теплопроводности, c - удельная теплоемкость, ρ - плотность материала. При расчете температуры в сечении элемента не учитывается влияние арматуры.

Согласно СТО НИИЖБ, коэффициент теплопроводности бетона в [Вт/(м ^0C)] определяется по следующим формулам:

для бетона на силикатном заполнителе

$$\lambda=1.2-0.00035T$$

для бетона на карбонатном заполнителе

$$\lambda=1.14-0.00055T$$

Удельная теплоемкость бетона в [Дж/(кг ^0C)] на силикатном или карбонатном заполнителе определяется по формуле:

$$c=710+0.83T$$

Согласно Eurocode 2, коэффициент теплопроводности бетона определяется по формуле:

$$\lambda=1.36-0.136(T/100)+0.0057(T/100)^2$$

Удельная теплоемкость сухого бетона определяется по формулам:

$c=900$ при $20^0C\le T\le 100^0C$

$c=900+(T-100)$ при $100^0C<T\le 200^0C$

$c=1000+(T-200)/2$ при $200^0C<T\le 400^0C$

$c=1100$ при $400^0C<T\le 1200^0C$

Согласно Eurocode 2, зависимость удельной теплоемкости от температуры, с учетом влажности бетона, характеризуется пиковым значением при 115^0C, равным 1470 и 2020 при влажности 1.5% и 3% соответственно. Плотность бетона зависит от температуры следующим образом:

$\rho=\rho_0$ при $20^0C\le T\le 115^0C$

$\rho=\rho_0(1-0.02(T-115)/85)$ при $115^0C<T\le 200^0C$

$\rho=\rho_0(0.98-0.03(T-200)/200)$ при $200^0C<T\le 400^0C$

$\rho=\rho_0(0.95-0.07(T-400)/800)$ при $400^0C<T\le 1200^0C$

Здесь ρ_0 - плотность бетона при температуре 20^0C.

Огневое воздействие характеризуется зависимостью температуры среды от времени, отсчитываемого от начала пожара. Согласно ГОСТ 30247.0-94 «Конструкции строительные. Методы испытаний на огнестойкость. Общие требования», при стандартном пожаре принимается следующая зависимость температуры среды от времени:

$$T_0=20+345\lg(8t+1)$$

где t - время в мин.

График зависимости $T_0(t)$ представлен на рис.2.

Рис.2. Зависимость температуры среды от времени

В программе предусмотрена возможность расчета для другой зависимости температуры среды от времени. В этом случае требуется ввести значения T_{0i} в моменты времени t_i при условии:

$$t_i > t_{i-1}.$$

При решении температурной задачи на нагреваемых сторонах сечения ставится условие равенства теплового потока от контура вглубь сечения и теплового потока к контуру сечения от среды. Тепловой поток к контуру сечения от среды равен (см.[4],6.4 и [5],3.1):

$$Q = Q_c + Q_r$$

$$Q_c = \alpha_c (T_0 - T)$$

$$Q_r = 5.67\varepsilon[(0.01T_0 + 2.73)^4 - (0.01T + 2.73)^4]$$

Здесь Q_c - конвективный тепловой поток, Q_r - лучистый тепловой поток, T_0 - температура среды, T - температура на контуре сечения. Тепловой поток от контура вглубь сечения равен:

$$Q = -\lambda \frac{\partial T}{\partial n}$$

где $\frac{\partial T}{\partial n}$ - производная по внутренней нормали к контуру сечения. При расчете по СТО НИИЖБ принимается $\alpha_c = 29\,\text{Вт/(м}^2\,{}^0C)$, $\varepsilon = 0.56$, а при расчете по Eurocode 2 - $\alpha_c = 25\,\text{Вт/(м}^2\,{}^0C)$, $\varepsilon = 0.8$. На ненагреваемых сторонах ставится аналогичное условие при $\alpha_c = 1.5\sqrt[3]{T-20}\,\text{Вт/(м}^2\,{}^0C)$, $\varepsilon = 0.63$ и $\alpha_c = 4\,\text{Вт/(м}^2\,{}^0C)$, $\varepsilon = 0.8$ при расчете по СТО НИИЖБ и Eurocode 2 соответственно.

Температурная задача решается конечноразностным методом. Производная $\frac{\partial T}{\partial t}$ заменяется разностным отношением:

$$\frac{T(y,z,t+\Delta t) - T(y,z,t)}{\Delta t}$$ где Δt - шаг по времени.

Расчет температурного поля в сечении производится для дискретных моментов времени. Шаг по времени может приниматься равным 3мин, 6мин, 12мин или задаваться другим значением в

пределах от 1мин до 30мин. В общем случае, при увеличении шага уменьшается объем вычислений, однако снижается точность результата.

Производные по координатам также заменяются разностными отношениями. После определения температуры на конечноразностной сетке, температура в произвольной точке сечения определяется интерполяцией. В качестве примера на рис.3 приведены изотермы, полученные при трехстороннем нагреве квадратного сечения и всестороннем нагреве уголкового сечения.

Рис.3. Изотермы

3.2 Определение предельных усилий

Предельные усилия при огневом воздействии определяются на основе диаграмм деформирования сжатого бетона и арматуры. При этом учитывается зависимость диаграмм от температуры. Нормативные сопротивления сжатого бетона и арматуры при нормальной температуре принимаются согласно СП 52-101-2003 [3]. Предусмотрена возможность задания материалов с ненормированной прочностью.

На рис.4 приведены диаграммы деформирования сжатого бетона при температуре $20\,^0C$ и $500\,^0C$, построенные по данным СТО НИИЖБ. По оси ординат откладывается напряжение σ[МПа], по оси абсцисс – деформация $\varepsilon[‰]$ (1‰=0.1%=0.001). На рис.5 приведены диаграммы, построенные по данным Eurocode 2.

(a)

(b)

Рис.4. Диаграмма для сжатого бетона согласно СТО НИИЖБ при $20\,^{0}C$ (a) и $500\,^{0}C$ (b)

(a)

(b)

Рис.5. Диаграмма для сжатого бетона согласно Eurocode 2 при $20\,^0C$ (a) и $500\,^0C$ (b)

Диаграммы деформирования сжатого бетона согласно СТО НИИЖБ характеризуются нормативным значением сопротивления бетона при повышенной температуре R_{bnt}, значением деформации ε_{b1}, при которой достигается напряжение R_{bnt}, и значением предельной деформации ε_{b2}.

В табл.1 приведены данные для построения диаграмм деформирования сжатого бетона по СТО НИИЖБ. Через R_{bn} обозначается нормативное сопротивление сжатого бетона при нормальной температуре. Значения $\frac{R_{bnt}}{R_{bn}}$ даны в СТО НИИЖБ до температуры $800\,^0C$, а значения деформаций – до температуры $500\,^0C$.

Таблица 1

T $[^0C]$	$\frac{R_{bnt}}{R_{bn}}$ (силикатный заполнитель)	$\frac{R_{bnt}}{R_{bn}}$ (карбонатный заполнитель)	ε_{b1} $[‰]$	ε_{b2} $[‰]$
20	1.00	1.00	1.5	3.5
100	1.00	1.00	1.9	4.4
200	0.98	1.00	2.6	6.1
300	0.95	0.95	3.8	8.8
400	0.85	0.90	4.9	11.4
500	0.80	0.85	6.8	15.8
600	0.60	0.65		
700	0.20	0.30		
800	0.10	0.15		

Диаграммы деформирования сжатого бетона согласно Eurocode 2 строятся по формуле:

$$\sigma = \frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}\left[2 + (\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}})^3\right]}$$

Здесь $f_{c,\theta}$ - сопротивление бетона при температуре θ, $\varepsilon_{c1,\theta}$ - предельная деформация. В табл.2 приведены данные для построения диаграмм деформирования сжатого бетона по Eurocode 2. Через f_{ck} обозначается характеристическое значение сопротивления сжатого бетона при нормальной температуре. При расчете f_{ck} принимается равным R_{bn}.

Таблица 2

T $[^0C]$	$\frac{f_{c,\theta}}{f_{ck}}$ (гранитный заполнитель)	$\frac{f_{c,\theta}}{f_{ck}}$ (известняковый заполнитель)	$\varepsilon_{c1,\theta}$ $[‰]$
20	1.00	1.00	2.5
100	1.00	1.00	4.0
200	0.95	0.97	5.5
300	0.85	0.91	7.0
400	0.75	0.85	10.0
500	0.60	0.74	15.0
600	0.45	0.60	25.0
700	0.30	0.43	25.0
800	0.15	0.27	25.0
900	0.08	0.15	25.0
1000	0.04	0.06	25.0
1100	0.01	0.02	25.0

На рис.6 приведены диаграммы деформирования арматуры при температуре $20\,^0C$ и $500\,^0C$, построенные по данным СТО НИИЖБ. На рис.7 приведены диаграммы, построенные по данным Eurocode 2.

(a)

(b)

Рис.6. Диаграмма для арматуры согласно СТО НИИЖБ при 20^0C (a) и 500^0C (b)

(a)

(b)

Рис.7. Диаграмма для арматуры согласно Eurocode 2 при $20\,^0C$ (a) и $500\,^0C$ (b)

По оси ординат откладывается напряжение σ [МПа], по оси абсцисс – деформация ε [$‰$] ($1‰$=0.1%=0.001). Диаграммы деформирования арматуры согласно СТО НИИЖБ характеризуются нормативным значением сопротивления арматуры при повышенной температуре R_{snt}, значением модуля упругости E_{st} и значением предельной деформации ε_{s2}. Деформация, при которой достигается значение R_{snt}, вычисляется по формуле:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_{snt}}{E_{st}}$$

В табл.3 приведены данные для построения диаграмм деформирования арматуры по СТО НИИЖБ для классов А240, А300, А400, А500. Через R_{sn} обозначается нормативное сопротивление арматуры при нормальной температуре.

Таблица 3

T [^0C]	$\frac{R_{snt}}{R_{sn}}$	$\frac{E_{st}}{E_s}$
20	1.00	1.00
200	1.00	0.92
300	1.00	0.90
400	0.85	0.85
500	0.60	0.80
600	0.37	0.77
700	0.22	0.72
800	0.10	0.65

Предельная деформация арматуры ε_{s2} принимается равной $25‰$ при $20^0C \le T \le 200^0C$ и равной $50‰$ при $T \ge 500^0C$. При $200^0C < T < 500^0C$ предельная деформация ε_{s2} определяется интерполяцией.

Диаграммы деформирования арматуры согласно Eurocode 2 строятся по следующим формулам:

$$\sigma = \varepsilon E_{s,\theta} \qquad \text{при } 0 \le \varepsilon \le \varepsilon_{sp,\theta}$$

$$\sigma = f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0.5} \qquad \text{при } \varepsilon_{sp,\theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{sy,\theta}$$

$$\sigma = f_{sy,\theta} \qquad \text{при } \varepsilon_{sy,\theta} \le \varepsilon \le \varepsilon_{st,\theta}$$

Значения a, b, c вычисляются согласно следующим формулам:

$$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c / E_{s,\theta})$$

$$b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} + c^2$$

$$c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$$

Значения деформации принимаются следующими:

$$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$$

$$\varepsilon_{sy,\theta} = 20 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{st,\theta} = 50 \text{ ‰}$$

В табл.4 приведены данные для построения диаграмм деформирования горячекатаной арматуры по Eurocode 2. Через f_{yk} обозначается характеристическое значение сопротивления арматуры при нормальной температуре. При расчете f_{yk} принимается равным R_{sn}.

Таблица 4

T $[^0C]$	$\frac{f_{sy,\theta}}{f_{yk}}$	$\frac{f_{sp,\theta}}{f_{yk}}$	$\frac{E_{st}}{E_s}$
20	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00
200	1.00	0.81	0.90
300	1.00	0.61	0.80
400	1.00	0.42	0.70
500	0.78	0.36	0.60
600	0.47	0.18	0.31
700	0.23	0.07	0.13
800	0.11	0.05	0.09
900	0.06	0.04	0.07
1000	0.04	0.02	0.04
1100	0.02	0.01	0.02

Предельные усилия принимаются пропорциональными расчетным усилиям: $N_u = \gamma_u N$, $M_{yu} = \gamma_u M_y$, $M_{zu} = \gamma_u M_z$. Прочность сечения обеспечена, если коэффициент γ_u не меньше единицы. Предполагается, что деформации в сечении распределяются по линейному закону

$\varepsilon(y,z)=\varepsilon_0+\kappa_z y+\kappa_y z$, где κ_y,κ_z - кривизны. Предельные усилия определяются на основе следующих уравнений:

$$\int_{A_b}\sigma_b dA+\int_{A_s}\sigma_s dA=\gamma_u N$$

$$\int_{A_b}\sigma_b z dA+\int_{A_s}\sigma_s z dA=\gamma_u M_y$$

$$\int_{A_b}\sigma_b y dA+\int_{A_s}\sigma_s y dA=-\gamma_u M_z$$

Здесь $\sigma_b = f_b[\varepsilon(y,z)]$ - напряжение в сжатом бетоне, $\sigma_s = f_s[\varepsilon(y,z)]$ - напряжение в арматуре, A_b - сжатая зона сечения, A_s - площадь арматуры.

Для определения интегралов по A_b производится разбиение сжатой зоны на малые элементы, в пределах которых напряжение считается постоянным. Определение интегралов сводится к вычислению конечных сумм.

Распределение деформаций в предельном состоянии $\varepsilon_u(y,z)$ отыскивается из условия, чтобы деформации сжатого бетона не превосходили предельного значения ε_{b2} при расчете по СТО НИИЖБ и $\varepsilon_{c1,\theta}$ при расчете по Eurocode 2. Деформации арматуры ограничиваются значением ε_{s2} согласно СТО НИИЖБ и $\varepsilon_{st,\theta}$ согласно Eurocode 2. Для каждого положения нейтральной линии однозначно определяется распределение деформаций в предельном состоянии. В результате решения системы трех нелинейных уравнений, определяется положение нейтральной линии и коэффициент запаса прочности γ_u. На рис.8 приведен пример зависимости коэффициента γ_u от времени при стандартном пожаре. В программе предусмотрен вывод результатов расчета предельных усилий для момента времени, практически равном пределу огнестойкости элемента. Помимо предельных усилий, выводятся максимальные и минимальные (в алгебраическом смысле) деформации бетона и арматуры, а также кривизны. В случае, когда нейтральная линия пересекает сечение элемента, выводится изображение сечения, на котором показывается сжатая зона.

Рис.8. Пример зависимости коэффициента γ_u от времени

Литература

1. СТО 36554501-006-2006: Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций / ФГУП «НИЦ «Строительство». – М.: ФГУП ЦПП, 2006.
2. DIN EN 1992-1-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung fuer den Brandfall. Oktober 2006.
3. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
4. МДС 21-2.2000: Методические рекомендации по расчету огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2000.
5. DIN EN 1991-1-2: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Brandeinwirkungen auf Tragwerke. September 2003.

454 – Расчет на продавливание при огневом воздействии

Программа предназначена для расчёта на продавливание железобетонной плиты при огневом воздействии согласно СТО 36554501-006-2006 [1] и СП 52-101-2003 [2]. Температурное поле в плите при огневом воздействии определяется путем решения задачи нестационарной теплопроводности с учетом зависимости теплофизических характеристик бетона от температуры. Нормативные сопротивления бетона и поперечной арматуры при нормальной температуре принимаются согласно [2]. Предусмотрена возможность задания материалов с ненормированной прочностью. Рассматриваются плиты, опирающиеся на колонны прямоугольного или круглого сечения. В случае колонны прямоугольного сечения рассматриваются два вида расположения поперечной арматуры в зоне продавливания: равномерное и крестообразное. Предусмотрен учет влияния свободных краев плиты.

1. Расчетная схема и нагрузка

Рассматривается железобетонная плита толщиной h, опирающаяся на колонну прямоугольного или круглого сечения. В плоскости плиты вводится декартова система координат x, y, начало которой находится в центре сечения колонны. Колонны подразделяются на средние, краевые и угловые. В случае средней колонны, влияние свободных (незакрепленных) краев плиты не учитывается. В случае краевой колонны, учитывается влияние свободного края плиты, параллельного оси x или оси y. В случае угловой колонны, учитывается влияние свободных краев плиты, параллельных осям x и y (рис.1).

Рис.1. Пример угловой колонны

При расчете рабочая высота сечения плиты принимается равной $h_0 = (h_{0x} + h_{0y})/2$, где h_{0x}, h_{0y} - рабочие высоты для продольной арматуры в направлении осей x, y. Рассматриваются плиты, как без поперечной арматуры, так и плиты с арматурой, установленной по расчету на продавливание с учетом конструктивных требований.

В случае колонны прямоугольного сечения рассматривается равномерное или крестообразное расположение арматуры. При равномерном расположении арматуры, хомуты размещаются по всей зоне продавливания (рис.2), а при крестообразном расположении – сосредоточенно, у осей сечения колонны (рис.3).

Расстояние между колонной и ближайшими к ней хомутами должно быть не меньше $h_0/3$ и не больше $h_0/2$. Ширина зоны армирования должна быть не меньше $1.5h_0$.

Рис.2. Пример равномерного расположения арматуры

В случае круглой колонны, хомуты устанавливаются по направлениям, перпендикулярным к расчетному контуру (рис.4).

Расчет на продавливание при огневом воздействии проводится для усилий от наиболее неблагоприятных сочетаний нормативных постоянных и длительных нагрузок. В том случае, когда нельзя установить усилия от нормативных нагрузок, допускается принимать их равными 0,7 от расчетных усилий. Нагрузка на плиту, действующая в пределах сечения колонны, характеризуется продавливающей силой F и изгибающими моментами M_x, M_y относительно осей x, y. Согласно [2] 6.2.46, при расчете на продавливание следует учитывать только половины сосредоточенных моментов, действующих на плиту.

Рис.3. Пример крестообразного расположения арматуры

2. Расчет на продавливание

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

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

Здесь $F_{b,ult}=R_{bt}\cdot u\cdot h_0$, $F_{sw,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot u$, $M_{bx,ult}=R_{bt}\cdot W_{bx}\cdot h_0$, $M_{sw,x,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot W_{sw,x}$, $M_{by,ult}=R_{bt}\cdot W_{by}\cdot h_0$, $M_{sw,y,ult}=0.8\cdot q_{sw}\cdot W_{sw,y}$, $q_{sw}=\frac{R_{sw}\cdot A_{sw}}{s_w}$, R_{bt} - расчетное сопротивление бетона при растяжении, u - периметр расчетного контура, расположенного на расстоянии $h_0/2$ от колонны, R_{sw} - расчетное сопротивление поперечной арматуры, s_w - шаг хомутов вдоль расчетного контура, A_{sw} - суммарная площадь сечений хомутов, расположенных по обе стороны от расчетного контура на расстоянии не более $h_0/2$ в пределах полосы шириной s_w вдоль расчетного контура (как правило, A_{sw} определяется для двух хомутов); W_{bx}, W_{by} - моменты сопротивления расчетного контура, соответствующие изгибающим моментам M_x, M_y и имеющие размерность квадрата единицы длины. При равномерном расположении поперечной арматуры принимается, что $W_{sw,x}=W_{bx}$ и $W_{sw,y}=W_{by}$. При крестообразном расположении

поперечной арматуры периметр и моменты сопротивления арматуры определяются по фактическим длинам $L_{sw,x}$ и $L_{sw,y}$ участков расположения арматуры вдоль расчетного контура.

Рис.4. Пример расположения арматуры в случае круглой колонны

Прочность плиты без поперечной арматуры проверяется при $F_{sw,ult} = 0$, $M_{sw,x,ult} = 0$, $M_{sw,y,ult} = 0$. Поперечная арматура учитывается при условии $F_{sw,ult} \geq 0.25 \cdot F_{b,ult}$. Знаменатели трех дробей в условии прочности ограничиваются значениями $2F_{b,ult}$, $2M_{bx,ult}$, $2M_{by,ult}$. Согласно указаниям [2] 6.2.46, учитывается ограничение:

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

В соответствии с [2] 6.2.48, производится расчет на продавливание для зоны плиты, находящейся за пределами области армирования.

При крестообразном расположении арматуры, длины $L_{sw,x}$ и $L_{sw,y}$ принимаются равными расстояниям между осями крайних хомутов согласно [2], рис.6.12. Моменты сопротивления арматуры $W_{sw,x}$ и $W_{sw,y}$ определяются относительно центральных осей расчетного контура. При проверке прочности плиты за границей расположения поперечной арматуры расчетный контур принимается согласно [2], рис.6.12.

3. Расчет на продавливание при огневом воздействии

При огневом воздействии рассматривается нагрев нижней стороны плиты. Изменение температуры по толщине плиты определяется на основе уравнения нестационарной теплопроводности:

$$\frac{\partial}{\partial z}(\lambda\frac{\partial T}{\partial z}) = c\rho\frac{\partial T}{\partial t}$$

Здесь z - координата, t - время, λ - коэффициент теплопроводности, c - удельная теплоемкость, ρ - плотность материала. При расчете температуры не учитывается влияние арматуры. Температурная задача решается конечноразностным методом. Производная $\frac{\partial T}{\partial t}$ заменяется разностным отношением:

$$\frac{T(z,t+\Delta t)-T(z,t)}{\Delta t}$$

где Δt - шаг по времени. Расчет температуры производится для дискретных моментов времени. Пример изменения температуры по толщине плиты приведен на рис.5.

Рис.5. Пример изменения температуры по толщине плиты

Расчет на продавливание при огневом воздействии проводится аналогично расчету для плиты при нормальной температуре. При этом применяется среднее значение нормативного сопротивления бетона $R_{btn,t}$, которое вычисляется в соответствии с изменением температуры по толщине плиты. При расчете плиты с поперечной арматурой используется нормативное сопротивление арматуры $R_{swn,t}$, которое определяется для наибольшего значения температуры хомутов. Предполагается, что наибольшая температура хомутов равна температуре бетона на расстоянии от нагреваемой поверхности, равном толщине защитного слоя бетона.

Для каждого момента времени определяется коэффициент запаса прочности, который принимается равным обратному значению левой части условия прочности:

$$\gamma = (\frac{F}{F_{b,ult}+F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}+M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}+M_{sw,y,ult}})^{-1}$$

Согласно [1], огнестойкость элемента характеризуется периодом времени от начала пожара до момента возникновения предельного состояния элемента. Для несущих элементов предельным состоянием по огнестойкости является потеря несущей способности. Предельное состояние

плиты при продавливании наступает при $\gamma = 1$. В программе строится зависимость коэффициента запаса прочности γ от времени (рис.6). Предел огнестойкости определяется по моменту времени, при котором $\gamma = 1$.

Рис.6. Пример изменения коэффициента γ по времени

Литература

1. СТО 36554501-006-2006: Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций / ФГУП «НИЦ «Строительство». – М.: ФГУП ЦПП, 2006.
2. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.

462 – База колонны двутаврового сечения

Программа предназначена для подбора размеров базы стальной колонны двутаврового сечения согласно СП 16.13330.2011 [1], СП 53-102-2004 [2], СНиП II-23-81* [3]. Предусмотрена проверка прочности базы заданных размеров. При расчетах обоих видов требуемые катеты угловых сварных швов определяются автоматически.

1. Конструкция базы

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

Рис. 1. Виды конструкции базы колонны

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

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

2. Нагрузки

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

3. Расчет базы

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

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

Рис. 2. Пример распределения отпора фундамента

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

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

Условие прочности опорной плиты имеет вид:

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

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

Условие прочности анкерных болтов имеет вид:

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

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

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

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

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

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

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

Рис. 3. Пример сечения сварных швов

Напряжения τ_f и τ_z вычисляются по формулам вида:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Рис. 4. Усилия на гранях ребра

Условие прочности ребра имеет вид:

$$\sigma_n / R_y \le 1$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Рис. 5. Пример нагружения траверсы

Проверка прочности проводится по условиям:

$$\sigma / R_y \le 1$$

$$\tau / R_s \le 1$$

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

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

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

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

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

4. Подбор размеров базы

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

Размеры опорной плиты ограничиваются заданными предельными размерами $b_{y\max}, b_{z\max}$. Из всех значений b_y, b_z, для которых выполняется условие прочности опорной плиты, выбираются такие значения, для которых площадь плиты имеет наименьшую величину. Толщина опорной плиты принимается из следующего ряда значений: 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75, 80 (выборка из ГОСТ 19903-74*).

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

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

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

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

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

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

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

Литература

1. СП 16.13330.2011: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минрегион России, 2010.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
4. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
5. Металлические конструкции: Справочник проектировщика. – 2-е изд./Под ред. Н.П.Мельникова. – М: Стройиздат, 1980.

463 – База колонны трубчатого сечения

Программа предназначена для подбора размеров базы стальной колонны трубчатого сечения согласно СП 16.13330.2011 [1], СП 53-102-2004 [2], СНиП II-23-81* [3]. Предусмотрена проверка прочности базы заданных размеров. При расчетах обоих видов требуемые катеты угловых сварных швов определяются автоматически.

1. Конструкция базы

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

Рис. 1. Виды конструкции базы колонны

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

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

2. Нагрузки

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

3. Расчет базы

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

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

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

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

Рис. 2. Пример распределения отпора фундамента

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

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

Условие прочности опорной плиты имеет вид:

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

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

Условие прочности анкерных болтов имеет вид:

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

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

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

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

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

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

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

Рис. 3. Пример сечения сварных швов

Напряжения τ_f и τ_z вычисляются по формулам вида:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Условие прочности ребра имеет вид:

$$\sigma_n / R_y \le 1$$

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

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

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

Рис. 4. Усилия на гранях ребра

4. Подбор размеров базы

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

Размеры опорной плиты ограничиваются заданными предельными размерами $b_{y\max}, b_{z\max}$. Из всех значений b_y, b_z, для которых выполняется условие прочности опорной плиты, выбираются такие значения, для которых площадь плиты имеет наименьшую величину. Толщина опорной плиты принимается из следующего ряда значений: 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 75, 80 (выборка из ГОСТ 19903-74*).

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

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

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

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

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

Литература

1. СП 16.13330.2011: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минрегион России, 2010.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
4. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП. – М., 2004.
5. Металлические конструкции: Справочник проектировщика. – 2-е изд./Под ред. Н.П.Мельникова. – М: Стройиздат, 1980.

465 – Подбор сечения стального элемента

Программа предназначена для подбора сечений изгибаемых и внецентренно сжатых стальных элементов согласно СП 16.13330.2011 [1], СП 53-102-2004 [2], СНиП II-23-81* [3]. Предусмотрена проверка заданного сечения.

1. Виды сечений

Рассматриваются прокатные и сварные сечения стальных элементов. Сечение изгибаемого элемента (балки) может подбираться из следующих сортаментов: двутавр балочный, двутавр широкополочный, двутавр колонный, двутавр обычный. Для внецентренно сжатого элемента (колонны), помимо указанных, при подборе применяются следующие сортаменты: профиль замкнутый квадратный (по ГОСТ 30245-94), профиль замкнутый прямоугольный (по ГОСТ 30245-94), труба бесшовная горячекатаная (по ГОСТ 8732-78*), труба электросварная (по ГОСТ 10704-91).

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

2. Подбор сечения

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

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

При подборе сварного двутаврового сечения варьируются высота h и ширина b сечения, толщина стенки t_w и толщина полки t_f. Толщины принимаются из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40 (выборка из ГОСТ 19903-74*). При этом ставятся ограничения $t_w \le t_f \le n \cdot t_w$. Коэффициент n, равный наибольшему значению отношения толщины полки к толщине стенки, задается при вводе в пределах от 1 до 4. Высота и ширина сечения ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями: $h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$. При этом рассматриваются сечения, для которых $b \le h$. При подборе все сечения, удовлетворяющие указанным ограничениям, рассматриваются в порядке увеличения их площади. Из полученного ряда сечений выбирается то первое сечение, для которого выполняются все предусмотренные проверки. При неполном подборе толщины t_w и t_f задаются произвольными значениями, находящимися в пределах от 4мм до 40мм.

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

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

В выходном документе программы выводятся следующие характеристики сечения:

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

3. Расчет балки

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

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

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

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

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

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

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

Прочность стенки балки проверяется по приведенному напряжению согласно условию:

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

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

Пластический расчет согласно [3] проводится по условию:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

При косом изгибе применяется условие:

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

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

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

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

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

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

Условие проверки устойчивости полки имеет аналогичный вид:

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

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

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

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

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

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

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

4. Расчет колонны

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

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

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

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

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

$$\tau \le 0.5R_s$$

$$N/(AR_y) > 0.1$$

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

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

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

а при $M \ne 0$ - по условию:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Условие проверки устойчивости полки имеет аналогичный вид:

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

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

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

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

Литература

1. СП 16.13330.2011: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минрегион России, 2010.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.

466 – Подбор сечения стального элемента (Еврокод 3)

Программа предназначена для подбора сечений стальных балок и колонн согласно ТКП EN 1993-1-1-2009: Еврокод 3 [1]. Предусмотрена проверка заданного сечения.

1. Виды сечений

В случае балки, рассматриваются следующие сечения: прокатные двутавры, сварные равнополочные и неравнополочные двутавры (рис. 1), сечения, образованные из прокатных или сварных швеллера и двутавра (рис. 2). В случае колонны, рассматриваются следующие сечения: прокатные двутавры, сварные равнополочные двутавры, квадратные и прямоугольные тонкостенные сечения, трубные сечения (рис. 3), сечения, образованные из двух прокатных или сварных двутавров (рис. 4). Составные сечения из швеллера и двутавра и двух двутавров образуются путем их соединения листом в плоскости меньшей жесткости профилей.

Рис.1. Двутавровые сечения

Рис.2. Сечения, образованные из швеллера и двутавра

Рис.3. Трубные сечения

Рис.4. Сечения, образованные из двух двутавров

Согласно [1] 5.5.2, различают четыре класса поперечных сечений: 1, 2, 3, 4. В программе допускаются только сечения первых трех классов. Класс сечения может определяться автоматически по таблице 5.2 или задаваться при вводе. Для сечений балки, класс определяется по первому столбцу таблицы 5.2, для сечений колонны – по второму столбцу таблицы 5.2.

2. Подбор сечения

Подбор производится по заданным расчетным сочетаниям усилий. В случае балки, задаются изгибающий момент M_y и поперечная сила V_z. В случае колонны, задаются продольная сила N, изгибающие моменты M_y, M_z, поперечные силы V_y, V_z. Индекс изгибающего момента указывает на ось, относительно которой определен момент. Индекс поперечной силы соответствует оси, в плоскости которой действует сила.

Подбор прокатного профиля производится путем последовательной выборки профилей из заданного сортамента и проверки их несущей способности. Если при вводе исходных данных указан конкретный номер профиля, то выборка начинается с указанного номера. В противном случае, выборка начинается с первого номера сортамента.

При подборе сварного равнополочного двутавра, варьируются высота h и ширина b сечения, толщина стенки t_w и толщина полки t_f. Толщины принимаются из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40. При этом ставятся ограничения $t_w \le t_f \le 2t_w$. Высота и ширина сечения ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями: $h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$. Рассматриваются сечения, для которых $b \le h$. Если необходимо зафиксировать один из размеров, то следует принять минимальный и максимальный размеры равными фиксированному размеру, например, $h_{\min} = h_{\max} = h$. При подборе, все сечения, удовлетворяющие указанным ограничениям, рассматриваются в порядке увеличения их площади. Из полученного ряда сечений выбирается то первое сечение, для которого выполняются все предусмотренные проверки. При неполном подборе, толщины t_w и t_f задаются произвольными значениями, находящимися в пределах от 4мм до 40мм. При подборе сварного неравнополочного двутавра, значения ширины верхней и нижней полок задаются при вводе исходных данных.

Подбор сечения, образованного из швеллера и двутавра, состоит в подборе ширины $b_л$ и толщины $t_л$ соединительного листа при заданных прокатных или сварных профилях. Толщина $t_л$ принимается из вышеуказанного ряда значений. Значение $t_л$ ограничивается заданными минимальным и максимальным значениями $t_{л,\min}$ и $t_{л,\max}$. Минимальное и максимальное значения ширины $b_л$ определяются через заданные предельные значения $a_{f,\min}$ и $a_{f,\max}$ расстояния a_f между полками швеллера и двутавра вдоль оси z. При неполном подборе толщина $t_л$ задается произвольным значением, находящимся в пределах от 4мм до 40мм.

Подбор сечения, образованного из двух прокатных двутавров, заключается в подборе прокатного двутавра из заданного сортамента и подборе ширины $b_л$ и толщины $t_л$ соединительного листа. Подбор сечения, образованного из двух сварных двутавров, состоит в подборе сварного двутавра и подборе размеров соединительного листа. При этом ставятся следующие ограничения: $t_л / 2 \le t_w \le 2t_л$.

3. Расчет балки

Проверка прочности в случае сечений классов 1 и 2 проводится согласно 6.2.5, 6.2.6 и 6.2.8, а в случае сечения класса 3 – согласно 6.2.1(5).

3.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2

Условия прочности имеют вид (6.12), (6.18):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \le 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \le 1$$

Здесь $M_{pl,Rd} = W_{pl,y} f_y / \gamma_{M0}$ - несущая способность при изгибе, $V_{pl,Rd} = A_V (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$ - несущая способность при сдвиге f_y - предел текучести, A_V - площадь сдвига. В том случае, когда величина поперечного усилия V_{Ed} больше $0.5V_{pl,Rd}$, предельный момент $M_{pl,Rd}$ определяется по уменьшенному пределу текучести $(1-\rho) f_y$, где $\rho = \left(2V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1\right)^2$. Результат проверки второго условия выводится только тогда, когда условие не выполняется.

3.2 Проверка прочности сечения класса 3

Проверка прочности сечения класса 3 проводится для упругой стадии. Условие прочности имеет вид (6.1):

$$\frac{(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}}{f_y / \gamma_{M0}} \le 1$$

Нормальное напряжение σ определяется по моменту M_y, касательное напряжение τ - по силе V_z. Проверка условия прочности проводится в тех точках сечения, в которых левая часть условия прочности может достигать наибольшего значения.

3.3 Проверка устойчивости

Проверка устойчивости плоской формы изгиба проводится согласно 6.3.2. Условие устойчивости имеет вид (6.55):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \le 1$$

Здесь $M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y f_y / \gamma_{M1}$ - несущая способность по устойчивости плоской формы изгиба, $W_y = W_{pl,y}$ для сечений классов 1, 2 и $W_y = W_{el,y}$ для сечения класса 3, χ_{LT} - понижающий коэффициент, определяемый по формуле (6.56). Значение χ_{LT} зависит от условной гибкости $\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$. Критический момент при потере устойчивости плоской формы изгиба вычисляется по формуле:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr,LT}^2} \sqrt{\frac{I_\omega + k L_{cr,LT}^2 I_T}{I_z}}$$

где $k = \frac{1}{2\pi^2 (1+\nu)}$, I_ω - секториальный момент инерции сечения, I_T - момент инерции сечения при кручении, $L_{cr,LT}$ - расчетная длина, принимаемая равной расстоянию между боковыми закреплениями балки. Приведенная формула справедлива при вилочном закреплении концов рассматриваемой части балки и при $M_y(x) = const$ в пределах этой части. Учет изменения момента между закреплениями производится согласно 6.3.2.3(2) заменой коэффициента χ_{LT} на коэффициент $\chi_{LT,\mathrm{mod}} = \chi_{LT} / f$, где $f = 1 - 0.5(1-k_c)\left[1 - 2(\overline{\lambda}_{LT} - 0.8)^2\right]$. Поправочный коэффициент k_c принимается по таблице 6.6 в зависимости от вида эпюры момента.

4. Расчет колонны

Проверка прочности в случае сечений классов 1 и 2 проводится согласно 6.2.9.1, а в случае сечения класса 3 – согласно 6.2.1(5).

4.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2

Условие прочности имеет вид (6.41):

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^{\alpha}+\left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^{\beta}\le 1$$

Здесь $M_{N,y,Rd}$, $M_{N,z,Rd}$ - предельные изгибающие моменты в пластической стадии с учетом действия сжимающей силы N_{Ed}, определяемые согласно 6.2.9.1(5). Показатели степени определяются по следующим формулам:

- для двутавровых сечений: $\alpha=2$, $\beta=5n$, причем $\beta\ge 1$
- для коробчатых сечений: $\alpha=\beta=1.66/(1-1.13n^2)$, причем $\alpha=\beta\le 6$
- для круглых труб: $\alpha=\beta=2$

В этих формулах $n=N_{Ed}/N_{pl,Rd}$.

В том случае, когда величина поперечного усилия V_{Ed} больше $0.5V_{pl,Rd}$ предельный момент $M_{N,Rd}$ определяется по уменьшенному пределу текучести $(1-\rho)f_y$, где $\rho=\left(2V_{Ed}/V_{pl,Rd}-1\right)^2$. В выходном документе программы предельный момент, полученный с учетом действия поперечной силы, обозначается $M_{V,i,Rd}$, $i=y,z$.

4.2 Проверка прочности сечения класса 3

Проверка прочности сечения класса 3 проводится для упругой стадии. Условие прочности имеет вид (6.1):

$$\frac{(\sigma^2+3\tau^2)^{1/2}}{f_y/\gamma_{M0}}\le 1$$

Нормальное напряжение σ определяется по N,M_y,M_z, касательное напряжение τ - по V_y,V_z. Проверка условия прочности проводится в тех точках сечения, в которых левая часть условия прочности может достигать наибольшего значения.

В случае круглого сечения, приведенное напряжение $\sigma_V=\left(\sigma^2+3\tau^2\right)^{1/2}$, в общем случае, вычисляется через всю совокупность усилий.

4.3 Проверка устойчивости

Проверка устойчивости колонны проводится согласно 6.3.3 по условиям (6.61) и (6.62).

При рассмотрении устойчивости в плоскости изгиба критическая сила определяется через заданную расчетную длину L_{cr} по формуле:

$$N_{cr}=\frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

где EI – изгибная жесткость в рассматриваемой плоскости.

Условия проверки несущей способности колонны имеют вид:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

Здесь $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ - расчетные значения продольной силы и изгибающих моментов; χ_y, χ_z - понижающие коэффициенты для изгиба относительно осей y, z; χ_{LT} - понижающий коэффициент, учитывающий потерю устойчивости по изгибно-крутильной форме; $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ - коэффициенты взаимодействия усилий. Предельные усилия $N_{Rk}, M_{y,Rk}, M_{z,Rk}$ определяются по табл. 6.7 в зависимости от класса сечения. При проверке коробчатых и круглых сечений коэффициент χ_{LT} принимается равным 1.0.

В программе коэффициенты $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ вычисляются по формулам табл. А.1 Приложения А через коэффициенты $C_{m,y}, C_{m,z}, C_{m,LT}$, которые определяются следующим образом:

при $\overline{\lambda_0} \le \overline{\lambda_{0*}}$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0}.$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

$$C_{m,LT} = 1.0$$

при $\overline{\lambda_0} > \overline{\lambda_{0*}}$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0} + (1 - C_{m,y,0})\frac{\sqrt{\varepsilon_y}\, a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y}\, a_{LT}}$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

$$C_{m,LT} = C_{m,y}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \ge 1$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y}$$

Граничное значение $\overline{\lambda_{0*}}$ вычисляется по формуле:

$$\overline{\lambda_{0*}} = 0.2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$$

В приведенных формулах $N_{cr,z}$ - критическая сила при потере устойчивости по форме изгиба относительно оси z (в плоскости наименьшей жесткости); $N_{cr,TF}, N_{cr,T}$ - критические силы при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме и по крутильной форме соответственно. В случае двоякосимметричного сечения $N_{cr,TF} = N_{cr,T}$. Выражение для $N_{cr,T}$ имеет вид:

$$N_{cr,T} = (\frac{\pi^2 EI_\omega}{L_{cr,T}^2} + GI_T)/i_p^2$$

Здесь I_ω - секториальный момент инерции сечения, I_T - момент инерции сечения при кручении, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ - модуль сдвига, $i_p^2 = i_y^2 + i_z^2$; i_y, i_z - радиусы инерции относительно осей y, z; $L_{cr,T}$ -расчетная длина при потере устойчивости по крутильной форме. Значение $L_{cr,T}$ принимается равным $L_{cr,z}$.

Условная гибкость $\overline{\lambda_0}$ определяется по формуле:

$$\overline{\lambda_0} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,y,0}}}$$

Здесь $M_{cr,y,0}$ - критический момент для рассматриваемой части колонны при вилочном закреплении концов части и при $M_y(x) = const$ в пределах этой части. Критический изгибающий момент вычисляется по формуле:

$$M_{cr,y,0} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr,LT}^2}\sqrt{\frac{I_\omega + kL_{cr,LT}^2 I_T}{I_z}}$$

где $k = \frac{1}{2\pi^2(1+\nu)}$, $L_{cr,LT}$ - расчетная длина, принимаемая равной расстоянию между закреплениями колонны.

Значение C_1 в выражении для $\overline{\lambda_{0*}}$ определяется по формуле:

$$C_1 = \frac{M_{cr,y}}{M_{cr,y,0}}$$

Здесь $M_{cr,y}$ - критический момент, определяемый для фактического распределения изгибающего момента $M_y(x)$. В программе предполагается, что эпюра момента $M_y(x)$ является линейной. Условная гибкость, соответствующая критическому моменту, определяется по формуле:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,y}}}$$

Коэффициенты $C_{m,y,0}, C_{m,z,0}$ вычисляются при линейной эпюре момента M_y по формуле первой строки табл. А.2:

$$C_{m,i,0} = 0.79 + 0.21\psi_i + 0.36(\psi_i - 0.33)\frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$$

$$i = y, z$$

Здесь $\psi_i = M_{i,2} / M_{i,1}$ - отношение значений момента на концах рассматриваемой части колонны, причем $|M_{i,1}| \geq |M_{i,2}|$.

При проверке коробчатых и круглых сечений коэффициенты $C_{m,y,0}, C_{m,z,0}$ определяются как при $\overline{\lambda_0} \leq \overline{\lambda_{0*}}$.

Литература

1. ТКП EN 1993-1-1-2009: Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

467 - Расчетные длины колонн

Программа предназначена для определения расчетных длин произвольно закрепленных стальных и железобетонных колонн переменного сечения, а также для определения усилий в колонне на основе деформированной схемы.

1. Расчетная схема

Расчетная схема представляет собой последовательность стержневых элементов (частей колонны) различной жесткости (рис.1). Части нумеруются в направлении снизу вверх. Возможно задание до 50 частей. При расчете применяется координатная ось *x*, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны. Ось *x* направлена снизу вверх.

При статическом расчете на каждой части колонны вводится локальная ось координат, которая совпадает с линией центров тяжести сечений данной части. Возможен учет смещения оси части колонны по отношению к оси нижерасположенной части.

Предполагается, что результирующая продольная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления могут задаваться в произвольных точках. Они формулируются для прогиба колонны и поворота сечения. На рис.3 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны с присоединенными к ней элементами конструкции (см.[2], Таблица 24). Возможен учет второстепенных шарнирно опертых колонн путем введения пружины отрицательной жесткости (рис.4).

Рис. 1. Расчетная схема

2. Нагрузки

Предусмотрено задание сосредоточенных и равномерно распределенных продольных сил. При статическом расчете колонны дополнительно могут задаваться сосредоточенные и распределенные поперечные силы и сосредоточенные моменты. Также предусмотрено задание смещений и поворотов жестких опор. Положительные направления нагрузок показаны на рис.2. Положительное направление смещения жесткой опоры совпадает с положительным направлением поперечной силы. Положительное направление поворота жесткой опоры совпадает с положительным направлением момента.

Рис. 2. Положительные направления нагрузок

3. Расчет

Расчетная длина (см.[1]) определяется по формуле:

$$l_{ef} = \pi\sqrt{\frac{EI}{\eta N}}$$

Здесь EI – изгибная жесткость, N – продольная сила, $\eta = N_k / N$ – коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе.

Коэффициент η отыскивается в рамках теории упругой устойчивости для заданного распределения продольных нагрузок. Этот коэффициент является системной характеристикой колонны. При переменной изгибной жесткости или при переменной продольной силе расчетная длина также является переменной величиной.

При статическом расчете колонны решается задача о продольно-поперечном изгибе на основе следующей линейной системы обыкновенных дифференциальных уравнений:

$$\frac{dw}{dx} = \varphi$$

$$\frac{d\varphi}{dx} = -\frac{M}{EI}$$

$$\frac{dM}{dx} = P - N(\varphi + \varphi_0)$$

$$\frac{dP}{dx} = q$$

Здесь w – прогиб от нагрузок, φ - угол поворота сечения, M – изгибающий момент, $P = Q + N(\varphi + \varphi_0)$, Q – поперечная сила, N – продольная сила, q – интенсивность распределенной поперечной нагрузки, w_0 – начальный прогиб, $\varphi_0 = dw_0 / dx$.

При расчете по деформированной схеме предусмотрен учет влияния таких несовершенств колонны, как непрямолинейность и невертикальность, путем задания начального прогиба по форме потери устойчивости или задания отклонения оси колонны от вертикали. Выбор в качестве формы несовершенства колонны формы потери устойчивости объясняется высокой степенью влияния этой формы при больших продольных нагрузках. Отклонение оси колонны от вертикали представляет собой поворот оси вокруг нижней точки. Выбор наиболее неблагоприятного направления (выбор знака) начального прогиба или отклонения оси колонны от вертикали осуществляется автоматически.

Рис. 3. Коэффициенты жесткости упругих связей

Рис. 4. Учет второстепенной колонны

Литература

1. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
2. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

468 - Стальная колонна

Программа предназначена для проектирования стальной сплошной колонны согласно следующим нормам: СП 16.13330.2011 [1], СП 53-102-2004 [2], СНиП II-23-81* [3]. Нагрузки могут задаваться и комбинироваться согласно СП 20.13330.2016 [4] или СНиП 2.01.07-85* [5]. Возможен подбор прокатного или сварного сечения. Предусмотрен расчет прогибов колонны для комбинаций нормативных нагрузок.

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой стержневой элемент постоянного сечения. При расчете колонны применяется система координат xyz, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны, ось z лежит в плоскости наибольшей жесткости колонны, ось x направлена снизу вверх (рис.1).

Рис. 1. Расчетная схема

Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления могут задаваться в произвольных точках. Они формулируются для прогиба колонны и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. Возможен выбор частных расчетных схем, для которых не требуется явно задавать условия закрепления.

На рис.2 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны (см.[6], таблица 24). Возможен учет второстепенных шарнирно опертых колонн путем введения пружины отрицательной жесткости (рис.3).

2. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки: сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные нагрузки, смещения и повороты жестких опор. Положительные направления нагрузок показаны на рис.4. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов.

Рис. 2. Коэффициенты жесткости упругих связей

Рис. 3. Учет второстепенной колонны

Согласно СНиП «Нагрузки и воздействия», нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества возможных комбинаций нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f и коэффициентов, связанных с одновременным учетом двух и более временных нагрузок. При наличии особых нагрузок наряду с основными комбинациями генерируются также особые комбинации.

Рис. 4. Положительные направления нагрузок

Возможен ввод несочетаемых нагрузок. Такие нагрузки включаются в группу несочетаемых нагрузок. В комбинацию может войти только одна нагрузка из каждой группы. Нумерация групп начинается с единицы. Группы могут применяться, в частности, при учете ветровых нагрузок (при рассмотрении действия ветра по различным направлениям) и крановых нагрузок (при рассмотрении различных положений крана). Возможен ввод знакопеременных нагрузок. В этом случае, в расчете учитывается как заданная нагрузка, так и нагрузка противоположного знака.

Возможен ввод готовых расчетных комбинаций нагрузок. Задаваемая как вид нагрузки расчетная комбинация добавляется к множеству сгенерированных основных комбинаций нагрузок. В частности, возможен ввод лишь готовых комбинаций нагрузок.

3. Сечение

Возможно задание следующих прокатных профилей: двутавр колонный (по СТО АСЧМ 20-93 или ГОСТ 26020-83), двутавр широкополочный (по СТО АСЧМ 20-93 или ГОСТ 26020-83), двутавр балочный (по СТО АСЧМ 20-93 или ГОСТ 26020-83), двутавр обычный (по ГОСТ 8239-89), профиль замкнутый квадратный (по ГОСТ 30245-94), профиль замкнутый прямоугольный (по ГОСТ 30245-94), труба бесшовная горячекатаная (по ГОСТ 8732-78*), труба электросварная (по ГОСТ 10704-91).

Возможно задание следующих сварных сечений: двутавровое сечение, сечение из двух прокатных двутавров, сечение из двух сварных двутавров. Сечения второго и третьего вида образуются из двух одинаковых двутавров путем их соединения листом в плоскости меньшей жесткости двутавра (рис.5).

Рис. 5. Сечение из двух двутавров

Предусмотрены два вида расчета: проверка заданного профиля и подбор требуемого профиля. Подбор прокатного профиля производится автоматически, путем последовательной выборки профилей из заданного сортамента и проверки их несущей способности. Если при вводе исходных данных указан конкретный номер профиля, то выборка начинается с указанного номера. В противном случае, выборка начинается с первого номера сортамента.

При подборе сварного двутаврового сечения варьируются высота h и ширина b сечения, толщина стенки t_w и толщина полок t_f. Толщины принимаются из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40 (выборка из ГОСТ 19903-74*). При этом ставятся ограничения $t_w \le t_f \le 2 \cdot t_w$. Высота и ширина сечения ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями: $h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$. При этом рассматриваются сечения, для которых $b \le h$. При подборе все сечения, удовлетворяющие указанным ограничениям, сортируются в порядке увеличения их площади. Из полученного ряда сечений выбирается то первое сечение, для которого выполняются все предусмотренные проверки по прочности и устойчивости. При неполном подборе толщины t_w и t_f задаются произвольными значениями, находящимися в пределах от 4 мм до 40 мм.

Подбор сварного сечения, образованного из двух прокатных двутавров, заключается в подборе прокатного двутавра из заданного сортамента и подборе размеров листа, соединяющего двутавры. Возможен выбор профиля из сортаментов колонных, широкополочных и балочных двутавров. Толщина соединительного листа $t_л$ принимается из вышеуказанного ряда значений. Ширина листа $b_л$ принимается не меньшей, чем сумма удвоенной ширины свеса полки и расстояния между полками a_f. Расстояние a_f ограничивается заданными минимальным и максимальным значениями: $a_{f,\min} \le a_f \le a_{f,\max}$. При неполном подборе толщина $t_л$ задается произвольным значением, находящимся в пределах от 4 мм до 40 мм.

Подбор сварного сечения, образованного из двух сварных двутавров, состоит в подборе сварного двутавра и подборе размеров соединительного листа, которые производятся аналогично описанному выше. Дополнительно ставятся следующие ограничения: $t_л \le t_w \le 2 \cdot t_л$.

4. Расчет на прочность и устойчивость

Расчет усилий в колонне проводится по недеформированной схеме. Усилия в статически неопределимой колонне при наличии упругих закреплений зависят от соотношения между изгибной жесткостью колонны и коэффициентами жесткости закреплений. Поэтому в указанном случае, при подборе требуемого профиля расчет усилий производится для каждого проверяемого профиля.

При определении расчетных усилий от комбинаций нагрузок применяется принцип суперпозиции: по усилиям от отдельных нагрузок вычисляются усилия от расчетных

комбинаций нагрузок. Для проверок прочности и устойчивости колонны производится выбор расчетных комбинаций нагрузок по наибольшим значениям продольной силы N, изгибающих моментов M_y, M_z, суммарного момента $M = \sqrt{M_y^2 + M_z^2}$, поперечных сил Q_y, Q_z, а также эксцентриситетов $e_z = M_y / N$, $e_y = M_z / N$, $e = M / N$. При этом повторяющиеся комбинации исключаются. Выбор расчетных комбинаций производится для каждого из участков колонны, на которые она делится точками закреплений и точками приложения нагрузок. Для каждой выбранной комбинации нагрузок решается задача об устойчивости сжатого стержня. При помощи численного метода определяется коэффициент критической нагрузки, который служит для вычисления расчетных длин в плоскостях Y и Z.

Предусмотрены два вида расчета на прочность: расчет в пределах упругих деформаций и расчет с учетом пластических деформаций. При расчете в пределах упругих деформаций условия прочности имеют вид:

$$\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau}{R_s \gamma_c} \le 1$$

Здесь σ - нормальное напряжение, τ - касательное напряжение; R_y, R_s - расчетные сопротивления стали, γ_c - коэффициент условий работы, который принимается согласно таблице 1 из [1], [2] или таблице 6* из [3].

Расчет с учетом пластических деформаций проводится согласно [1], 9.1.1 или [2], 10.1.1 или [3], 5.25*, если выполнены следующие условия:

$$\tau \le 0.5 R_s$$

$$N / (A R_y) > 0.1$$

Здесь A - площадь поперечного сечения. Если для некоторого расчетного сочетания усилий указанные условия не выполняются, то для этого сочетания проводится расчет в пределах упругих деформаций.

Расчет на устойчивость колонны для чисто изгибной формы потери устойчивости проводится согласно [1], 7.1.3, 9.2.2 или [2], 8.1.3, 10.2.2 или [3], 5.3, 5.27* для обеих плоскостей Y и Z. Предусмотрена отмена расчета для плоскости, в которой прогиб колонны стеснен или невозможен. Расчет на устойчивость при $M = 0$ проводится по условию:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \le 1,$$

а при $M \ne 0$ - по условию:

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \le 1$$

Коэффициент φ продольного изгиба вычисляется по формуле (8) из [1], [2] или по формулам (8)-(10) из [3]. Коэффициент φ_e определяется на основе таблицы Д.3 из [1] или таблицы Ж.3 из [2] или таблицы 74 из [3] при помощи линейной интерполяции. Коэффициенты φ и φ_e зависят от гибкости $\lambda = l_{ef} / i$, где $i = \sqrt{I / A}$ - радиус инерции сечения. Расчетная длина l_{ef} для каждой плоскости определяется по формуле:

$$l_{ef} = \pi\sqrt{\frac{EI}{\eta_k N}}$$

Здесь EI – изгибная жесткость в рассматриваемой плоскости, $\eta_k = N_k / N$ – коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе. Коэффициент η_k отыскивается для распределения продольной силы, соответствующего рассматриваемой расчетной комбинации нагрузок. При переменной продольной силе расчетная длина также является переменной величиной. Для каждого расчетного сочетания усилий принимается расчетная длина, вычисленная по указанной формуле в соответствующей точке.

Для колонны двутаврового сечения и сечения, образованного из двух двутавров, предусмотрен расчет на устойчивость для изгибно-крутильной формы потери устойчивости согласно [1], 9.2.4, 9.2.9 или [2], 10.2.4, 10.2.9 или [3], 5.30, 5.34. Расчет не проводится в случае, когда изгибающий момент M_y равен нулю, а также в случае, когда прогиб колонны в плоскости Y невозможен. Условия проверки имеют вид:

$$\frac{N}{c\varphi_z A R_y \gamma_c} \le 1$$

$$\frac{N}{\varphi_{eyz} A R_y \gamma_c} \le 1$$

Здесь φ_z - коэффициент продольного изгиба относительно оси z, $\varphi_{eyz} = \varphi_{ez}(0.6\sqrt[3]{c} + 0.4\sqrt[4]{c})$ при расчете по [1], [3] или $\varphi_{eyz} = c\varphi_{ez}\psi$ при расчете по [2], φ_{ez} - значение коэффициента φ_e, соответствующее изгибу относительно оси z. Если изгибающий момент M_z, действующий в плоскости Y, равен нулю, то применяется первое условие, иначе применяется второе условие.

Для двутавровых профилей проводятся проверки устойчивости стенки и полок согласно [1], 7.3.2, 7.3.8, 9.4.2, 9.4.3, 9.4.7 или [2], 8.3.2, 8.3.7, 10.4.2, 10.4.3, 10.4.7 или [3], 7.14*, 7.16*, 7.23*. Устойчивость стенки проверяется по условию:

$$\frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} \le 1$$

Здесь $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость стенки, h_{ef} - расчетная высота стенки, t_w - толщина стенки, $\bar{\lambda}_{uw}$ - предельная условная гибкость стенки. Расчетная высота стенки h_{ef} равна расстоянию между началами внутренних закруглений при расчете прокатного профиля и равна полной высоте стенки для сварного профиля.

Условие проверки устойчивости полки имеет аналогичный вид:

$$\frac{\bar{\lambda}_f}{\bar{\lambda}_{uf}} \le 1$$

Здесь $\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость полки, b_{ef} - расчетная ширина свеса полки, t_f - толщина полки, $\bar{\lambda}_{uf}$ - предельная условная гибкость полки. Расчетная ширина свеса полки b_{ef} равна расстоянию от начала внутреннего закругления до края полки для прокатного профиля и равна расстоянию от грани стенки до края полки для сварного профиля.

При проверке устойчивости стенок двутавров, входящих в состав сварного сечения из двух двутавров, расчетная высота стенки h_{ef} принимается равной расстоянию между началом

внутреннего закругления и гранью соединительного листа, если используются прокатные двутавры, и равна расстоянию между гранью полки и гранью соединительного листа, если используются сварные двутавры.

Для сечения из двух двутавров дополнительно проводится проверка устойчивости соединительного листа. Данная проверка в основном аналогична проверке устойчивости стенки колонны двутаврового сечения. Расчетная высота h_{ef} принимается равной ширине соединительного листа $b_л$.

5. Расчет прогибов

Расчет прогибов колонны проводится после подбора требуемого сечения. Прогибы в плоскостях Y и Z определяются для основных комбинаций нормативных нагрузок ($\gamma_f = 1$). Особые и заданные (готовые) комбинации нагрузок при расчете прогибов не учитываются. Предусмотрены два вида расчета прогибов: расчет по деформированной схеме и расчет по недеформированной схеме. Прогиб рассчитывается только по недеформированной схеме в той плоскости, для которой не проводится расчет на устойчивость.

В табличной форме выводятся наибольшие прогибы в плоскостях Y и Z. Предусмотрен вывод графиков прогибов для тех комбинаций нагрузок, для которых получены наибольшие прогибы.

Литература

1. СП 16.13330.2011: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минрегион России, 2010.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
4. СП 20.13330.2016: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

469 - Стальная колонна (Еврокод 3)

Программа предназначена для проектирования стальной колонны согласно ТКП EN 1993-1-1-2009: Еврокод 3 [1]. Предусмотрены два вида расчета: проверка несущей способности колонны заданного сечения и подбор сечения колонны по условиям прочности и устойчивости. Рассматриваются прокатные и сварные сечения.

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой стержневой элемент постоянного сечения. При расчете колонны применяется система координат xyz, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны, ось z лежит в плоскости наибольшей жесткости колонны, ось x направлена снизу вверх (рис.1). В программе применяется обозначение плоскости, соответствующее обозначению той оси, которая лежит в данной плоскости. В частности, для колонны двутаврового сечения плоскость Y параллельна полкам, а плоскость Z параллельна стенке.

Рис. 1. Расчетная схема

Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления могут задаваться в произвольных точках. Они формулируются для прогиба колонны и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. Возможен выбор частных расчетных схем, для которых не требуется явно задавать условия закрепления.

На рис.2 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны (см.[3], таблица 24).

2. Нагрузки

В программе предусмотрен ввод воздействий, которые классифицируются и комбинируются согласно [2], 6.4.3. Воздействия подразделяются на постоянные G, переменные Q и особые A, а комбинации воздействий - на основные и особые (аварийные и сейсмические). Частные коэффициенты безопасности γ_F для воздействий принимаются по таблице А1.2(В). Комбинационные коэффициенты ψ_0, ψ_1, ψ_2 для переменных воздействий принимаются по таблице А1.1. Комбинирование воздействий представляет собой генерацию множества основных и особых комбинаций воздействий с учетом благоприятного и неблагоприятного действия постоянных и переменных воздействий, а также с учетом доминирования каждого из переменных воздействий.

Рис. 2. Коэффициенты жесткости упругих связей

Основные комбинации воздействий строятся либо по формуле (6.10):

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

либо по формулам (6.10a) и (6.10b):

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\sum_j \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Особые аварийные комбинации воздействий строятся по формуле (6.11b):

$$\sum_j G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Особые сейсмические комбинации воздействий строятся по формуле (6.12b):

$$\sum_j G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_i \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

В приведенных формулах знак «+» означает включение в комбинацию. Доминирующее переменное воздействие обозначается как $Q_{k,1}$. В формуле (6.10b) понижающий коэффициент $\xi = 0.85$ применяется для постоянных воздействий при их неблагоприятном действии. При генерации комбинаций, предполагается, что каждое постоянное воздействие может действовать неблагоприятно и благоприятно и что каждое переменное воздействие может быть

доминирующим. При неблагоприятном действии постоянного воздействия, оно входит в комбинацию с коэффициентом $\gamma_{G,\sup} = 1.35$, а при благоприятном действии – с коэффициентом $\gamma_{G,\inf} = 1.0$. При неблагоприятном действии переменного воздействия оно входит в комбинацию с коэффициентом $\gamma_{Q,\sup} = 1.5$, а при благоприятном действии оно не учитывается в комбинации воздействий.

Согласно [2] Приложение В, уровень надежности сооружений может регулироваться путем применения к коэффициентам безопасности $\gamma_F > 1$ дополнительного коэффициента γ_{FI}. В зависимости от класса надежности, коэффициент γ_{FI} может принимать одно из следующих значений: 0.9, 1.0, 1.1.

Нагрузка на колонну от каждого воздействия включает сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные силы, смещения и повороты жестких опор. Положительные направления сил и моментов показаны на рис.3. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов.

Рис. 3. Положительные направления сил и моментов

3. Сечение

Возможно задание следующих прокатных профилей: двутавр колонный, двутавр широкополочный, двутавр балочный, двутавр обычный, профиль замкнутый квадратный, профиль замкнутый прямоугольный, труба бесшовная горячекатаная, труба электросварная. Возможно задание следующих сварных сечений: двутавр, короб квадратный, короб прямоугольный.

Предусмотрен подбор сечения колонны, требуемого по условиям прочности и устойчивости. Подбор прокатного профиля производится автоматически путем последовательной выборки профилей из заданного сортамента и проверки их несущей способности. Если при вводе

исходных данных указан конкретный номер профиля, то выборка начинается с указанного номера. В противном случае, выборка начинается с первого номера сортамента.

При подборе сварного двутаврового сечения, варьируются высота h и ширина b сечения, толщина стенки t_w и толщина полок t_f. Толщины принимаются из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40. При этом ставятся ограничения $t_w \le t_f \le 2 \cdot t_w$. Высота и ширина сечения ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями: $h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$. При этом рассматриваются сечения, для которых $b \le h$. При подборе, все сечения, удовлетворяющие указанным ограничениям, сортируются в порядке увеличения их площади. Из полученного ряда сечений выбирается то первое сечение, для которого выполняются все предусмотренные проверки по прочности и устойчивости. При неполном подборе толщины t_w и t_f задаются произвольными значениями, находящимися в пределах от 4 мм до 40 мм.

Подбор сварного коробчатого сечения производится аналогичный образом.

4. Расчет по прочности

Усилия в колонне от воздействий определяются при помощи решения статической задачи в упругой постановке без учета несовершенств и эффектов второго порядка.

Согласно [1], 5.5.2 различают четыре класса поперечных сечений: 1, 2, 3, 4. В программе допускаются только сечения первых трех классов. Назначение класса производится по табл. 5.2 как для сжатого элемента. В режиме проверки колонны по несущей способности предусмотрена возможность задания класса сечения при вводе исходных данных.

Проверка прочности в случае сечений классов 1 и 2 проводится согласно 6.2.9.1, а в случае сечения класса 3 – согласно 6.2.1(5). Проверка производится для всех возможных комбинаций воздействий в точках сетки на оси x, построенной с мелким шагом. Для каждой комбинации воздействий значение расчетного усилия определяется как сумма значений усилия от отдельных воздействий, взятых с тем коэффициентом, с которым воздействие входит в рассматриваемую комбинацию.

При подборе требуемого профиля расчет усилий от воздействий производится для каждого проверяемого профиля. Во-первых, усилия в статически неопределимой колонне, при наличии упругих закреплений, зависят от соотношения между изгибной жесткостью колонны и коэффициентами жесткости закреплений. Во-вторых, при проверке устойчивости в общем случае используются максимальные значения прогибов в плоскостях Y и Z.

4.1 Проверка прочности сечений классов 1 и 2

Условие прочности имеет вид (6.41):

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}\right]^{\beta} \le 1$$

Здесь $M_{N,y,Rd}$, $M_{N,z,Rd}$ - предельные изгибающие моменты в пластической стадии с учетом действия сжимающей силы N_{Ed}, определяемые согласно 6.2.9.1(5). Показатели степени определяются по следующим формулам:

- для двутавровых сечений: $\alpha = 2$, $\beta = 5n$, причем $\beta \ge 1$
- для коробчатых сечений: $\alpha = \beta = 1.66/(1-1.13n^2)$, причем $\alpha = \beta \le 6$

- для круглых труб: $\alpha = \beta = 2$

В этих формулах $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$.

В том случае, когда величина поперечного усилия V_{Ed} больше $0.5V_{pl,Rd}$ предельный момент $M_{N,Rd}$ определяется по уменьшенному пределу текучести $(1-\rho) f_y$, где $\rho = \left(2V_{Ed} / V_{pl,Rd} - 1\right)^2$. В выходном документе программы предельный момент, полученный с учетом действия поперечной силы, обозначается $M_{V,i,Rd}$, $i = y, z$.

4.2 Проверка прочности сечения класса 3

Проверка прочности сечения класса 3 проводится для упругой стадии. Условие прочности имеет вид (6.1):

$$\frac{(\sigma^2 + 3\tau^2)^{1/2}}{f_y / \gamma_{M0}} \le 1$$

Нормальное напряжение σ определяется по усилиям N, M_y, M_z. В элементах двутаврового или коробчатого сечения, параллельных оси z, действует касательное напряжение τ_z, а в элементах сечения, параллельных оси y, действует касательное напряжение τ_y. Касательные напряжения τ_z и τ_y вычисляются через поперечные усилия V_z и V_y. Проверка условия прочности проводится в тех точках сечения, в которых условие прочности может достигать наибольшего значения.

В случае круглого сечения, приведенное напряжение $\sigma_V = \left(\sigma^2 + 3\tau^2\right)^{1/2}$ вычисляется через всю совокупность усилий.

5. Расчет по устойчивости

Расчет по устойчивости колонны проводится согласно 6.3.3 по условиям (6.61) и (6.62). Для применения этих условий, колонна разбивается в общем случае на части, заключенные между точками закреплений. Для каждой части колонны из множества всех возможных комбинаций воздействий выбираются те комбинации, для которых достигает максимального значения одно из следующих усилий: сжимающая продольная сила N, момент M_y, момент M_z, суммарный момент $M = \sqrt{M_y^2 + M_z^2}$.

При рассмотрении устойчивости в плоскости изгиба, численным методом определяется коэффициент критической нагрузки $\eta_{cr} = N_{cr} / N$, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе. Коэффициент η_{cr} отыскивается для того распределения продольной силы $N(x)$, которое соответствует рассматриваемой комбинации воздействий. Критическая сила на каждой части колонны определяется как $N_{cr} = \eta_{cr} N_{\max}$, где $N_{\max}$ - максимальное значение продольной силы на рассматриваемой части колонны. Расчетная длина L_{cr} рассматриваемой части колонны для каждой плоскости вычисляется по формуле $L_{cr} = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}}$, где EI – изгибная жесткость в рассматриваемой плоскости.

Условия проверки несущей способности колонны имеют вид:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

Здесь $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$ - максимальные на рассматриваемой части колонны значения продольной силы и изгибающих моментов; χ_y, χ_z - понижающие коэффициенты для изгиба относительно осей y, z; χ_{LT} - понижающий коэффициент, учитывающий потерю устойчивости по изгибно-крутильной форме; $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ - коэффициенты взаимодействия усилий. Предельные усилия $N_{Rk}, M_{y,Rk}, M_{z,Rk}$ определяются по табл. 6.7 в зависимости от класса сечения. При проверке коробчатых и круглых сечений коэффициент χ_{LT} принимается равным 1.0.

В программе коэффициенты $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$ вычисляются по формулам табл. А.1 Приложения А через коэффициенты $C_{m,y}, C_{m,z}, C_{m,LT}$, которые определяются следующим образом:

при $\overline{\lambda_0} \le \overline{\lambda_{0*}}$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0}$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

$$C_{m,LT} = 1.0$$

при $\overline{\lambda_0} > \overline{\lambda_{0*}}$

$$C_{m,y} = C_{m,y,0} + (1 - C_{m,y,0})\frac{\sqrt{\varepsilon_y}\, a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y}\, a_{LT}}$$

$$C_{m,z} = C_{m,z,0}$$

$$C_{m,LT} = C_{m,y}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \ge 1$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}}\frac{A}{W_{el,y}}$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y}$$

Граничное значение $\overline{\lambda_{0*}}$ вычисляется по формуле:

$$\overline{\lambda_{0*}} = 0.2\sqrt{C_1}\sqrt[4]{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,TF}}\right)}$$

В приведенных формулах $N_{cr,z}$ - критическая сила при потере устойчивости по форме изгиба относительно оси z (в плоскости наименьшей жесткости); $N_{cr,TF}, N_{cr,T}$ - критические силы при потере устойчивости по изгибно-крутильной форме и по крутильной форме соответственно. В случае двоякосимметричного сечения $N_{cr,TF} = N_{cr,T}$. Выражение для $N_{cr,T}$ имеет вид:

$$N_{cr,T} = (\frac{\pi^2 EI_\omega}{L_{cr,T}^2} + GI_T)/i_p^2$$

Здесь I_ω - секториальный момент инерции сечения, I_T - момент инерции сечения при кручении, $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ - модуль сдвига, $i_p^2 = i_y^2 + i_z^2$; i_y, i_z - радиусы инерции относительно осей y, z; $L_{cr,T}$ -расчетная длина при потере устойчивости по крутильной форме. Значение $L_{cr,T}$ принимается равным μL, где L - длина рассматриваемой части колонны, μ - коэффициент приведения длины, зависящий от условий закрепления концов части. В программе на каждом конце части в зависимости от условий закрепления в плоскости Y принимается один из трех вариантов краевых условий: условия вилочного закрепления, условия жесткого защемления, условия свободного края.

Условная гибкость $\overline{\lambda_0}$ определяется по формуле:

$$\overline{\lambda_0} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,y,0}}}$$

Здесь $M_{cr,y,0}$ - критический момент для рассматриваемой части колонны при вилочном закреплении ее концов и при $M_y(x) = const$ в пределах ее части. При вилочном закреплении равны нулю прогиб w_y и производная $\frac{d^2 w_y}{dx^2}$, угол поворота θ вокруг оси x и производная $\frac{d^2\theta}{dx^2}$.

Значение C_1 в выражении для $\overline{\lambda_{0*}}$ определяется по формуле:

$$C_1 = \frac{M_{cr,y}}{M_{cr,y,0}}$$

Здесь $M_{cr,y} = \eta_{cr} M_{y,\max}$ - критический момент, определяемый для фактического распределения изгибающего момента $M_y(x)$ в пределах рассматриваемой части колонны. Алгоритм вычисления $M_{cr,y}$ приведен в следующем разделе данного документа. Условная гибкость, соответствующая критическому моменту, определяется по формуле:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr,y}}}$$

Коэффициенты $C_{m,y,0}, C_{m,z,0}$ вычисляются согласно табл. А.2.

При линейной эпюре момента M_y используется первая строка табл. А.2:

$$C_{m,i,0} = 0.79 + 0.21\psi_i + 0.36(\psi_i - 0.33)\frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$$

$$i = y, z$$

Здесь $\psi_i = M_{i,2} / M_{i,1}$ - отношение значений момента на концах рассматриваемой части колонны, причем $|M_{i,1}| \geq |M_{i,2}|$.

При нелинейной эпюре момента M_y используется вторая строка табл. А.2:

$$C_{m,i,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_i \delta_{i,\max}}{L^2 M_{i,\max}} - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{cr,i}}$$

Здесь $M_{i,\max}$ -максимальное абсолютное значение момента M_i на рассматриваемой части колонны, $\delta_{i,\max}$ - максимальное абсолютное значение прогиба в плоскости действия момента M_i.

При проверке коробчатых и круглых сечений, коэффициенты $C_{m,y,0}, C_{m,z,0}$ определяются как при $\overline{\lambda_0} \leq \overline{\lambda_{0*}}$.

6. Определение критического момента

Для стержня с двоякосимметричным сечением, изгибаемым в плоскости наибольшей жесткости Z, дифференциальные уравнения задачи об устойчивости плоской формы изгиба имеют вид:

$$EI_z \frac{d^4 w_y}{dx^4} + \frac{d^2}{dx^2}(M_y \theta) = 0$$

$$EI_\omega \frac{d^4 \theta}{dx^4} - GI_T \frac{d^2 \theta}{dx^2} + M_y \frac{d^2 w_y}{dx^2} + q_z z_p \theta = 0$$

Здесь w_y - прогиб в направлении оси y, θ - угол поворота относительно оси x, M_y - изгибающий момент относительно оси y, I_z - момент инерции сечения относительно оси z, I_ω - секториальный момент инерции сечения, I_T - момент инерции сечения при кручении, $G = \dfrac{E}{2(1+\nu)}$ - модуль сдвига, q_z - интенсивность поперечной силы в направлении оси z, z_p - координата точки приложения поперечной силы.

Краевые условия имеют вид:

- при вилочном закреплении

$$w_y = 0,\ \frac{d^2 w_y}{dx^2} = 0,\ \theta = 0,\ \frac{d^2 \theta}{dx^2} = 0$$

- при жестком защемлении:

$$w_y = 0,\ \frac{dw_y}{dx} = 0,\ \theta = 0,\ \frac{d\theta}{dx} = 0$$

- при отсутствии закрепления (свободный край):

$$EI_z \frac{d^2 w_y}{dx^2} + M_y \theta = 0,\ EI_z \frac{d^3 w_y}{dx^3} + \frac{d}{dx}(M_y \theta) = 0,\ \frac{d^2 \theta}{dx^2} = 0,\ EI_\omega \frac{d^3 \theta}{dx^3} - GI_T \frac{d\theta}{dx} = 0$$

Задача состоит в отыскании такого коэффициента η_{cr}, для которого при замене M_y на $\eta_{cr} M_y$ существует нетривиальное решение рассматриваемой однородной системы уравнений.

В программе сформулированная задача решается путем сведения исходной системы уравнений к системе уравнений первого порядка, построения системы линейно-независимых интегралов системы численным методом Рунге-Кутты, применения промежуточной ортогонализации интегралов и отыскания коэффициента η_{cr} из детерминантного уравнения.

частном случае вилочного закрепления обоих краев стержня, краевая задача относительно двух функций $w_y(x), \theta(x)$ может быть сведена к решению задачи с одним уравнением четвертого порядка:

$$EI_\omega \frac{d^4\theta}{dx^4} - GI_T \frac{d^2\theta}{dx^2} - \left(\frac{M_y^2}{EI_z} - q_z z_p \right)\theta = 0$$

При $M_y(x) = const$ решение этой задачи может быть получено в аналитическом виде. Критический изгибающий момент выражается по формуле:

$$M_{cr,y,0} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_\omega + kL^2 I_T}{I_z}}$$

где $k = \dfrac{1}{2\pi^2(1+\nu)}$, L - длина стержня.

Литература

1. ТКП EN 1993-1-1-2009: Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.
2. ТКП EN 1990-2011*: Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций.
3. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

470 - Сквозная колонна

Программа предназначена для конструирования стальной сквозной двухветвевой колонны согласно СП 16.13330.2011 [1], СП 53-102-2004 [2], СНиП II-23-81* [3]. Нагрузки могут задаваться и комбинироваться согласно СП 20.13330.2016 [4] или СНиП 2.01.07-85* [5]. Программа производит подбор сечения ветвей колонны и соединительных элементов. В программе проводятся следующие проверки: 1) проверка прочности колонны по напряжениям, 2) проверка устойчивости колонны, 3) проверка прочности поясных швов ветвей, 4) проверка устойчивости ветвей, 5) проверка устойчивости стенок и полок ветвей, 6) проверка прочности планок по напряжениям, 7) проверка прочности сварного соединения планок с полками ветвей, 8) проверка устойчивости раскосов, 9) проверка прочности сварного соединения раскосов с полками ветвей или с узловыми фасонками, 10) проверка прочности сварного соединения фасонок с полками ветвей.

Наряду с подбором конструкции, предусмотрена проверка прочности и устойчивости заданной конструкции сквозной колонны.

1. Расчетная схема

Расчетная схема колонны представляет собой стержень постоянного сечения. При расчете колонны применяется система координат xyz, начало которой совпадает с центром тяжести нижнего сечения колонны, ось x направлена снизу вверх, а оси y, z - соответственно свободная и материальная оси сквозного сечения (рис.1). Плоскости осей y, z обозначаются заглавными буквами Y, Z.

Рис. 1. Расчетная схема

Предполагается, что результирующая вертикальная сила воспринимается в нижней опоре. Условия упругого или абсолютно жесткого закрепления могут задаваться в произвольных точках. Они формулируются для прогиба колонны и поворота сечения вокруг горизонтальной оси. Возможен выбор частных расчетных схем, для которых не требуется явно задавать условия закрепления.

На рис.2 даны формулы для определения коэффициентов жесткости упругих связей колонны (см.[6], таблица 24). Возможен учет второстепенных шарнирно опертых колонн путем введения пружины отрицательной жесткости (рис.3).

Рис. 2. Коэффициенты жесткости упругих связей

Рис. 3. Учет второстепенной колонны

2. Нагрузки

Возможны следующие нагрузки: сосредоточенные вертикальные и горизонтальные силы, сосредоточенные моменты, распределенные горизонтальные и вертикальные нагрузки, смещения и повороты жестких опор. Положительные направления нагрузок показаны на рис.4. Положительные направления смещений жестких опор совпадают с направлениями координатных осей. Положительные направления поворотов жестких опор совпадают с положительными направлениями моментов.

Рис. 4. Положительные направления нагрузок

Согласно СНиП «Нагрузки и воздействия», нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества возможных комбинаций нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f и коэффициентов, связанных с одновременным учетом двух и более временных нагрузок. При наличии особых нагрузок, наряду с основными комбинациями, генерируются также особые комбинации.

Возможен ввод несочетаемых нагрузок. Такие нагрузки включаются в группу несочетаемых нагрузок. В комбинацию может войти только одна нагрузка из каждой группы. Нумерация групп начинается с единицы. Группы могут применяться, в частности, при учете ветровых нагрузок (при рассмотрении действия ветра по различным направлениям) и крановых нагрузок (при рассмотрении различных положений крана). Возможен ввод знакопеременных нагрузок. В этом случае, в расчете учитывается как заданная нагрузка, так и нагрузка противоположного знака.

Возможен ввод готовых расчетных комбинаций нагрузок. Задаваемая как вид нагрузки расчетная комбинация добавляется к множеству сгенерированных основных комбинаций нагрузок. В частности, возможен ввод лишь готовых комбинаций нагрузок.

3. Сечение колонны

Рассматриваются следующие виды сквозного сечения колонны (рис.5): 1) сечение из двух швеллеров полками внутрь, 2) сечение из двух швеллеров полками наружу, 3) сечение из двух двутавров. Сечения ветвей могут быть прокатными или сварными.

Рис. 5. Сечения сквозной колонны

Предусмотрены следующие прокатные профили: швеллеры с параллельными гранями полок и швеллеры с наклонными гранями полок по ГОСТ 8240-89, двутавры колонные, двутавры широкополочные и двутавры балочные по СТО АСЧМ 20-93 или ГОСТ 26020-83. Подбор прокатного профиля производится путем последовательной выборки профилей из заданного сортамента, компоновки сквозного сечения из выбранных профилей и проведения всех предусмотренных проверок прочности и устойчивости.

При подборе сварного сечения ветви варьируются высота h и ширина b сечения, толщина стенки t_w и толщина полок t_f. Толщины принимаются из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40 (выборка из ГОСТ 19903-74*). При этом ставятся ограничения $t_w \le t_f \le 2 \cdot t_w$. Высота и ширина сечения ветви ограничиваются заданными минимальными и максимальными значениями: $h_{\min} \le h \le h_{\max}$, $b_{\min} \le b \le b_{\max}$. При этом рассматриваются сечения, для которых $b \le h$. Если необходимо зафиксировать один из размеров, то следует принять минимальный и максимальный размеры равными фиксированному размеру, например, $h_{\min} = h_{\max} = h$. При подборе все сечения, удовлетворяющие указанным ограничениям, сортируются в порядке увеличения их площади и последовательно ставятся в расчет. В программе предусмотрена возможность подбора сечения при заданных значениях t_w и t_f.

В общем случае, в качестве параметра компоновки сквозного сечения рассматривается расстояние между полками ветвей $a_f = h_c - 2b$ (h_c - высота сквозного сечения). Значение a_f ограничивается заданными минимальным и максимальным значениями: $a_{f,\min} \le a_f \le a_{f,\max}$. В программе предусмотрена возможность подбора сквозного сечения при фиксированной высоте h_c или при фиксированном расстоянии a_b между осями ветвей. В этом случае значение a_f может быть ограничено заданным минимальным значением: $a_f \ge a_{f,\min}$.

4. Соединительные элементы

Для видов 1 и 3 сквозного сечения колонны соединительными элементами (рис.6) могут быть или планки, или раскосы, для вида 2 – только планки.

Рис. 6. Соединительные элементы

При подборе планок варьируются толщина t_n и высота h_n планок. Толщина t_n принимается из следующего ряда значений: 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40 (выборка из ГОСТ 19903-74*). Высота h_n ограничивается заданным максимальным значением: $h \le h_{n,\max}$.

В программе предусмотрена возможность подбора планок при заданном значении t_n.

Предусмотрены два варианта подбора расстояния l_b между осями планок. По первому варианту, планки размещаются равномерно на участке заданной длины l, меньшей или равной длине колонны l_c. Переменными при подборе являются высота планок h_n и число планок n на одной грани колонны. Значение h_n принимается кратным 10 мм. Расстояние l_b определяется по формуле $l_b = (l - h_n)/n$. По второму варианту, переменными при подборе являются высота планок h_n и расстояние между осями планок l_b. Значение h_n принимается кратным 50 мм, а значение l_b – кратным 10 мм. В обоих случаях значение l_b может быть ограничено заданным максимальным значением: $l_b \le l_{b,\max}$.

Раскосы подбираются из сортамента равнополочных уголков по ГОСТ 8509-93. При этом не рассматриваются уголки с толщиной полки t_p, меньшей 4 мм, и с шириной полки b_p, большей 100 мм. Предполагается, что раскосы устанавливаются обушком вверх. При конструировании решетки учитывается требование центровки раскосов на ось ветви (точка пересечения осей двух смежных раскосов должна лежать на оси ветви), а также учитывается необходимый зазор между сварными швами смежных раскосов. В качестве зазора рассматривается расстояние a_c между двумя горизонталями, одна из которых проходит через крайнюю точку шва на пере первого (сверху) раскоса, а другая – через крайнюю точку шва на обушке второго раскоса.

Указанные требования приводят к ограничению допустимой длины раскосов l_p. Поэтому в режиме проверки заданной конструкции значение l_p не задается, а определяется внутри программы. Зазор вычисляется по формуле:

$$a_c = (\sqrt{a_b^2 + l_b^2/4} - l_p)\cos\alpha - (b_p + k_{fo} + k_{fn})\sin\alpha$$

где α - угол между осью ветви и осью раскоса (угол наклона раскосов равен 90 - α), k_{fo}, k_{fn} - катеты швов на обушке и на пере раскоса. Угол α определяется как:

$$\alpha = \arcsin\frac{a_b}{\sqrt{a_b^2 + l_b^2/4}}$$

Подбор расстояния l_b между узлами решетки проводится аналогично подбору расстояния между осями планок. По первому варианту подбора расстояние между узлами решетки определяется по формуле $l_b = l/n$ (n - число панелей решетки). По второму варианту подбора значение l_b принимается кратным 10 мм. В обоих случаях значение l_b может быть ограничено заданным максимальным значением: $l_b \le l_{b,\max}$.

При узких полках ветвей применяются узловые фасонки, которые привариваются к полкам ветвей внахлестку двумя угловыми швами. Толщина фасонок $t_ф$ принимается не менее толщины полки раскосов t_p. Ширина $b_ф$ и высота $h_ф$ фасонок подбираются по условию прочности сварного соединения раскосов с фасонками. При подборе ширины фасонок учитывается, что размер нахлестки должен быть не менее 5 толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов. Катет швов фасонок $k_{f\,ф}$ подбирается по условию прочности сварного соединения фасонок с полками ветвей с учетом минимально и максимально допустимых катетов угловых швов согласно [1], 14.1.7 или [2], 15.1.7 или [3], 12.8. Положение фасонок определяется по расстоянию $a_ф$ от края фасонки до наружной грани швеллера или до оси двутавра и по расстоянию от верхнего края фасонки до узла решетки $a_{ф0}$.

5. Расчет колонны

Расчет колонны включает определение усилий от заданных нагрузок, выбор расчетных комбинаций усилий и проведение проверок прочности и устойчивости.

5.1 Определение усилий

Определение усилий в колонне от заданных нагрузок проводится по недеформированной схеме. Так как при наличии упругих закреплений усилия в статически неопределимой колонне зависят от соотношения между изгибной жесткостью колонны и жесткостью закреплений, то в этом случае при подборе конструкции колонны определение усилий от нагрузок производится для каждой конкретной конструкции.

При определении расчетных усилий от комбинаций нагрузок применяется принцип суперпозиции: по усилиям от отдельных нагрузок вычисляются усилия от расчетных комбинаций нагрузок. Для проверок прочности и устойчивости сквозной колонны производится выбор расчетных комбинаций нагрузок по наибольшим значениям продольной силы N, изгибающих моментов M_y, M_z, суммарного момента $M = \sqrt{M_y^2 + M_z^2}$, поперечных сил Q_y, Q_z, а также эксцентриситетов $e_z = M_y/N$, $e_y = M_z/N$, $e = M/N$. При этом повторяющиеся комбинации исключаются. Выбор расчетных комбинаций производится для каждого из участков колонны, на которые она делится точками закреплений и точками

приложения нагрузок. Проверки устойчивости ветвей проводятся для расчетных комбинаций, которые выбраны по наибольшим значениям продольной силы N_b в ветви и изгибающего момента M_b в плоскости стенки.

5.2 Определение расчетных длин

Расчетная длина l_{ef} определяется по формуле:

$$l_{ef} = \pi \sqrt{\frac{EI}{\eta_k N}}$$

Здесь EI – изгибная жесткость, $\eta_k = N_k / N$ – коэффициент критической нагрузки, равный отношению продольной силы при достижении критического состояния к действующей продольной силе. Коэффициент η_k отыскивается для распределения продольной силы, соответствующего рассматриваемой расчетной комбинации нагрузок. При переменной продольной силе расчетная длина также является переменной величиной. Для каждого расчетного сочетания усилий принимается расчетная длина, вычисленная по указанной формуле в соответствующей точке. Коэффициент η_k определяется численным методом.

Гибкость колонны определяется по формуле:

$$\lambda = l_{ef} / i$$

где $i = \sqrt{I / A}$ - радиус инерции сечения.

5.3 Проверка прочности и устойчивости колонны

Расчет на прочность проводится в пределах упругих деформаций. Условия прочности имеют вид:

$$\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau}{R_s \gamma_c} \le 1$$

Здесь σ - нормальное напряжение, τ - касательное напряжение; R_y, R_s - расчетные сопротивления стали, γ_c - коэффициент условий работы, который принимается согласно таблице 1 из [1], [2] или таблице 6* из [3]. Наибольшее нормальное напряжение вычисляется по формуле:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{|M_y|}{W_y} + \frac{|M_z|}{W_z}$$

Наибольшее касательное напряжение равно $\tau_{\max} = \max(\tau_1, \tau_2)$, где τ_1 - касательное напряжение в среднем сечении стенки, τ_2 - касательное напряжение в сечении свеса полки.

Для сварных сечений ветвей колонны проводится проверка прочности поясных швов. В случае швеллерного сечения ветвей рассматриваются односторонние угловые швы, а в случае двутаврового сечения – односторонние или двусторонние угловые швы. Сдвигающая сила в сварном соединении пояса со стенкой $T = t_w \tau$ определяется по формуле:

$$T = \frac{|Q_z|}{I_y} A_f z_f + \frac{|Q_y|}{I_z} A_f y_f$$

Здесь $A_f = bt_f$ - площадь сечения пояса, y_f, z_f - координаты центра тяжести сечения пояса. При односторонних угловых швах сила T воспринимается одним швом, а при двусторонних - двумя швами.

Расчет на устойчивость колонны в плоскостях Y, Z проводится согласно [1], 7.2.2, 9.2.2, 9.3.2 или [2], 8.2.2, 10.2.2, 10.3.2 или [3], 5.3, 5.6, 5.27*. Условие устойчивости имеет вид:

при $M = 0$

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \le 1$$

при $M \ne 0$

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \le 1$$

Коэффициент φ продольного изгиба вычисляется по формуле (8) из [1], [2] или по формулам (8)-(10) из [3] в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y / E}$. При проверке устойчивости в плоскости Z (т.е. относительно свободной оси y) коэффициент φ вычисляется по указанным формулам с заменой условной гибкости $\bar{\lambda}$ на условную приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$.

Коэффициент φ_e определяется при проверке устойчивости в плоскостях Z и Y соответственно на основе таблиц Д.4 и Д.3 из [1] или Ж.4 и Ж.3 из [2] или таблиц 75 и 74 из [3] при помощи линейной интерполяции. При проверке устойчивости в плоскости Z коэффициент φ_e зависит от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$ и от относительного эксцентриситета $m = \frac{M_y}{N}\frac{Aa}{I_y}$ (a принимается равным расстоянию от оси y до оси ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви). При проверке устойчивости в плоскости Y коэффициент φ_e зависит от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и от приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta\, m = \eta \frac{M_z}{N}\frac{A}{W_z}$. Коэффициент влияния формы сечения η принимается согласно табл.Д.2 [1] или табл.Ж.2 [2] или табл.73 [3] для типа сечения 5.

Наряду с проверкой устойчивости проводится проверка ограничения гибкости колонны, при этом предельная гибкость определяется по формуле $\lambda_u = 180 - 60\alpha$, где α принимается равным левой части условия устойчивости, но не менее 0.5. В программе предусмотрена возможность задания иного значения предельной гибкости.

5.4 Проверка устойчивости ветвей

При расчете ветвей колонны применяются главные оси 1 и 2 сечения ветви. Ось 1 перпендикулярна, а ось 2 параллельна плоскости стенки. Предполагается, что на участке между планками или узлами решетки ветвь испытывает сжатие и изгиб в плоскости стенки. Продольная сила в наиболее сжатой ветви и изгибающий момент вычисляются по формулам:

$$N_b = \frac{N}{2} + \frac{|M_y|}{a_b}$$

$$M_b = \frac{|M_z|}{2}$$

Проверка устойчивости ветвей колонны в плоскости Z проводится по условию:

$$\frac{N_b}{\varphi\ A_b R_y \gamma_c} \le 1$$

Коэффициент продольного изгиба φ определяется по гибкости $\lambda_2 = l_{ef,b} / i_2$ ($i_2 = \sqrt{I_2 / A_b}$ - радиус инерции относительно главной оси 2). Расчетная длина ветви $l_{ef,b}$ принимается равной расстоянию между планками $l_b - h_n$ или равной расстоянию l_b между узлами решетки. Согласно [1] или [2] условная гибкость $\overline{\lambda}_2 = \lambda_2 \sqrt{R_y / E}$ ограничивается значением 1.4, если применяются планки, и значением 2.7, если применяются решетки. Согласно [3], гибкость λ_2 ограничивается значением 40, если применяются планки, и значением 80, если применяются решетки. В программе предусмотрена возможность задания иного значения предельной гибкости.

При $M_b \ne 0$ проводится проверка устойчивости плоской формы изгиба ветвей в плоскости, параллельной плоскости Y. Условие устойчивости согласно [1], 9.2.4 или [2], 10.2.4 или [3], 5.30 имеет вид:

$$\frac{N_b}{c\varphi_2 A_b R_y \gamma_c} \le 1$$

Коэффициент c определяется в зависимости от относительного эксцентриситета $m = \frac{M_b}{N_b}\frac{A_b}{W_2}$.

При $m \ge 10$:

$$c = \frac{1}{1 + m\varphi_2 / \varphi_b}$$

В этом случае, условие устойчивости преобразуется к виду (формула (46) [6]):

$$\frac{N_b}{\varphi_2 A_b R_y \gamma_c} + \frac{M_b}{\varphi_b W_1 R_y \gamma_c} \le 1$$

Коэффициент φ_b определяется при расчетной длине $l_{ef,b}$.

5.5 Проверка устойчивости стенок и полок ветвей

Расчет на устойчивость стенок и полок ветвей колонны проводится согласно [1], 7.3.1, 7.3.2, 7.3.7, 7.3.8, 9.4.1, 9.4.2, 9.4.3, 9.4.7 или [2], 8.3.1, 8.3.2, 8.3.6, 8.3.7, 10.4.1, 10.4.2, 10.4.3, 10.4.7 или [3], 7.14*, 7.16*, 7.17*, 7.22*, 7.23*. Устойчивость стенки проверяется по условию:

$$\frac{\overline{\lambda}_w}{\overline{\lambda}_{uw}} \le 1$$

Здесь $\overline{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость стенки, h_{ef} - расчетная высота стенки, t_w - толщина стенки, $\overline{\lambda}_{uw}$ - предельная условная гибкость стенки. Расчетная высота стенки h_{ef} равна расстоянию между началами внутренних закруглений при расчете прокатного профиля и равна полной высоте стенки при расчете сварного профиля.

Условие при проверке устойчивости полки имеет аналогичный вид:

$$\frac{\overline{\lambda}_f}{\overline{\lambda}_{uf}} \le 1$$

Здесь $\overline{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f)\sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость полки, b_{ef} - расчетная ширина свеса полки, t_f - толщина полки, $\overline{\lambda}_{uf}$ - предельная условная гибкость полки. Расчетная ширина свеса полки b_{ef} равна расстоянию от начала внутреннего закругления до края полки при расчете прокатного профиля и равна расстоянию от грани стенки до края полки при расчете сварного профиля.

Согласно [1], 7.3.3, 9.4.4 или [2], 8.3.3, 10.4.4 или [3], 7.21* в случае, если условная гибкость стенки $\overline{\lambda}_w$ превышает значение 2.3, требуется укреплять стенки поперечными ребрами жесткости. При этом допускается устанавливать ребра жесткости только в узлах крепления соединительных элементов. В программе предусмотрена возможность ограничения условной гибкости стенки значением 2.3.

5.6 Расчет планок

Расчет планок включает проверку прочности планок по напряжениям и проверку прочности сварного соединения планок с полками ветвей. Проверки проводятся для расчетных комбинаций, которые выбраны по наибольшим значениям продольной силы N и поперечной силы Q_z.

Расчетная поперечная сила в колонне принимается равной $Q = \max(Q_{fic}, |Q_z|)$, где Q_{fic} - условная поперечная сила, определяемая согласно [1], 7.2.7 или [2], 8.2.7 или [3], 5.8* и принимаемая постоянной по всей длине колонны. Поперечная сила, приходящаяся на планки одной грани, равна $Q_s = Q/2$. Срезывающая сила и изгибающий момент в планке вычисляются согласно [1], 7.2.8 или [2], 8.2.8 или [3], 5.9 по формулам:

$$F_s = \frac{Q_s l_b}{a_b}$$

$$M_s = \frac{Q_s l_b}{2}$$

Наибольшие значения нормального и касательного напряжений в планке вычисляются по формулам:

$$\sigma = \frac{6M_s}{t_n h_n^2}$$

$$\tau = \frac{1.5F_s}{t_n h_n}$$

Условия прочности планок имеют вид:

$$\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau}{R_s \gamma_c} \le 1$$

Напряжения в сварном шве определяются по формулам:

$$\tau_f = \frac{\sqrt{F_s^2 + 36M_s^2 / l_w^2}}{\beta_f k_f l_w}$$

$$\tau_z = \frac{\sqrt{F_s^2 + 36M_s^2 / l_w^2}}{\beta_z k_f l_w}$$

где k_f - катет сварного шва, $l_w = h_n - 10$ мм - расчетная длина шва. Условия прочности сварного соединения планок с полками ветвей имеют вид:

$$\frac{\tau_f}{R_{wf}\gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau_z}{R_{wz}\gamma_c} \le 1$$

5.7 Расчет раскосов

Расчет раскосов включает проверку устойчивости раскосов и проверку прочности сварного соединения раскосов с полками ветвей. Проверки проводятся для расчетных комбинаций, которые выбраны по наибольшим значениям продольной силы N и поперечной силы Q_z.

Расчетная поперечная сила в колонне принимается равной $Q = \max(Q_{fic}, |Q_z|)$, где Q_{fic} - условная поперечная сила, определяемая согласно [1], 7.2.7 или [2], 8.2.7 или [3], 5.8* и принимаемая постоянной по всей длине колонны. Поперечная сила, воспринимаемая одним раскосом, равна $Q_p = Q/2$. Продольная сила в раскосах вычисляется по формуле:

$$N_p = \frac{Q_p}{\sin\alpha} + N\cos^2\alpha\frac{A_p}{A}$$

где A_p - площадь сечения раскоса. Второе слагаемое в выражении N_p учитывает сокращение длины ветви на участке длиной $l_b/2$. Условие устойчивости раскосов имеет вид:

$$\frac{N_p}{\varphi_p A_p R_y \gamma_{cp}} \le 1$$

Расчетная длина раскосов принимается равной $0.9l_p$ (l_p - длина раскосов). Коэффициент условий работы раскосов γ_{cp} учитывает одностороннее прикрепление раскоса из одиночного уголка.

Раскосы прикрепляются к полкам ветвей или к узловым фасонкам двумя швами. Усилия, воспринимаемые швом на обушке и швом на пере раскоса, определяются по формулам:

$$N_o = N_p\frac{b_p - z_{0p}}{b_p}$$

$$N_n = N_p\frac{z_{0p}}{b_p}$$

где z_{0p} - расстояние от наружной грани полки до центра тяжести сечения раскоса. Как в режиме подбора конструкции, так и в режиме проверки заданной конструкции катеты швов на обушке k_{fo} и на пере k_{fn} определяются внутри программы. Если раскосы прикрепляются непосредственно к полкам ветвей, то расчетные длины швов на обушке и на пере вычисляются по формулам:

$$l_{wo} = \frac{l_p - a_f / \sin\alpha}{2} - (z_{0p} + k_{fo}) \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} - 10\,\text{мм}$$

$$l_{wn} = \frac{l_p - a_f / \sin\alpha}{2} - (h_p - z_{0p} + k_{fn}) \frac{\cos\alpha}{\sin\alpha} - 10\,\text{мм}$$

Если раскосы прикрепляются к фасонкам, то расчетные длины швов определяются с учетом размеров фасонок. Условия прочности сварного соединения имеют вид:

$$\frac{\tau_{fo}}{R_{wf}\gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau_{zo}}{R_{wz}\gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau_{fn}}{R_{wf}\gamma_c} \le 1$$

$$\frac{\tau_{zn}}{R_{wz}\gamma_c} \le 1$$

Сила, действующая на фасонку, является геометрической суммой сил, действующих со стороны растянутого и со стороны сжатого раскосов. Эта сила параллельна оси ветви и имеет величину $2N_p \cos\alpha$. Фасонки привариваются к полкам ветвей двумя швами, поэтому один шов воспринимает силу $F = N_p \cos\alpha$. Расчетная длина шва равна $l_w = h_\phi$ - 10мм, причем $l_w \le 85\beta_f k_f$.

Литература

1. СП 16.13330.2011: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минрегион России, 2010.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
4. СП 20.13330.2016: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») /ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.

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 $x \leftrightarrow y$.

Для нижней арматуры

Для верхней арматуры

Рис. 2. Определение моментов для расчета продольной арматуры при $M_y > M_x$

5. Расчет поперечной арматуры

Требуемая поперечная арматура определяется в каждом узле конечноэлементной сетки из расчёта по прочности наклонных сечений на действие поперечной силы согласно [1], пп. 3.29, 3.30, 3.31*, 3.32, либо пп. 6.2.34 [5]. В качестве расчетного значения поперечной силы в узле принимается наибольшее значение по всем нормальным сечениям плиты, равное $Q = \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}$.

По условию (84) [1] либо 6.66 [5] определяются области плиты, в которых поперечная арматура не требуется, а по условию (72) [1] либо 6.65 [5] - области, в которых несущая способность не может быть обеспечена.

6. Расчёт на продавливание

Расчёт на продавливание проводится для областей приложения сосредоточенных сил в соответствии с требованиями [1], пункт 3.42, либо пп. 6.2.46-6.2.51 [5]. Продавливающая сила принимается равной расчётной силе, действующей на пирамиду продавливания, за вычетом отпора грунта. В качестве рабочей высоты сечения h_0 принимается среднее значение по направлениям x и y. При построении пирамиды продавливания учитываются близкие свободные края плиты. В этом случае часть контура заменяется линиями, перпендикулярными к свободному краю плиты. Такая замена производится тогда, когда полученный контур отвечает меньшей несущей способности на продавливание (рис.3). На участках контура, которые соответствуют свободному краю плиты, усилия полагаются равными нулю.

По результатам расчёта на продавливание определяется область, внутри которой требуется поперечная арматура, и выводится максимальная плотность распределения арматуры в см2/м2.

Рис. 3. Учёт близко расположенного свободного края плиты

7. Конструирование продольной арматуры

При конструировании верхней и нижней продольной арматуры подбирается диаметр и шаг арматурных стержней в каждом направлении *x* и *y*.

При подборе арматурных стержней применяется следующий общий ряд диаметров (в мм): 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 40. По классам арматурной стали могут выбираться стержни следующих диаметров: для A-I d = 6 – 40; для A-II d = 10 – 40; для A-III d = 10 – 40; для A-IV d = 10 – 32; для A500C d = 10 – 40.

8. Расчёт по трещиностойкости

Расчет по трещиностойкости проводится для фундаментной плиты с подобранной продольной арматурой по 3-й категории требований к трещиностойкости (допускается ограниченное по ширине непродолжительное a_{crc1} и продолжительное a_{crc2} раскрытие трещин). Он включает расчет по образованию трещин и (при необходимости) расчет по раскрытию трещин. Расчет по трещиностойкости проводится для направлений *x* и *y* по отдельности. При этом крутящий момент учитывается так же, как при расчёте по прочности. Если условия по ширине раскрытия трещин не удовлетворяются, то подбирается арматура, обеспечивающая трещиностойкость сечения.

При расчете по трещиностойкости используются моменты от сочетаний нормативных (γ_f=1) постоянных, длительных и кратковременных нагрузок и моменты от длительно действующих нагрузок.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений/Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
4. Eurocode No. 2: Design of concrete structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings, 1989.
5. СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. – М., 2003.
6. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.

510 - Железобетонная свая

Программа предназначена для 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:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma}(1 + \frac{W}{100}) - 1$$

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 ($\gamma_w = 10$ кН/м³).

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 $\gamma_{cn} \le 0.8$, 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:

$$P_n = u\sum_{0}^{h_{sl}} \tau_i h_i$$

$$\tau_i = \varsigma \sigma_{zg} tg\varphi_I + c_I$$

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 $z \ge 6$ 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:

$$V / V_u \le 1$$

Здесь V - рассчитанное значение силового или деформационного фактора, V_u - его предельное значение. Отношение V / V_u рассматривается как критерий при поиске наиболее опасных комбинаций нагрузок.

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: Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Минрегион России, 2010.
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: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
8. СП 22.13330.2011: Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – Минрегион России, 2010.
9. ГОСТ 23161-78 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.

511 – Свая в вечномерзлом грунте

Программа предназначена для подбора висячей железобетонной сваи в вечномерзлом грунте согласно СП 25.13330.2012 [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_o 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: $\rho_d = \dfrac{\rho}{1+w_{tot}}$ - плотность сухого грунта, w_w - влажность мерзлого грунта за счет незамерзшей воды, $i_{tot} = \dfrac{\rho(w_{tot}-w_w)}{900(1+w_{tot})}$ - суммарная льдистость мерзлого грунта, $i_i = \dfrac{\rho_s(w_{tot}-w_m)}{900+\rho_s(w_{tot}-0.1w_w)}$ - 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 сваей.

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:

$$N\gamma_n / N_u \le 1$$

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 водуха, 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 сваей. 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 25.13330.2012: Основания и фундаменты на вечномерзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88. – Минрегион России, 2012.
2. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
3 СП 20.13330.2016: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
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:

$$V / V_u \le 1$$

Здесь V - рассчитанное значение силового или деформационного фактора, V_u - его предельное значение. Отношение V / V_u рассматривается как критерий при поиске наиболее опасных комбинаций нагрузок.

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 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 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: Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Минрегион России, 2010.
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: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
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:

$$V / V_u \le 1$$

Здесь V - рассчитанное значение силового или деформационного фактора, V_u - его предельное значение. Отношение V / V_u рассматривается как критерий при поиске наиболее опасных комбинаций нагрузок.

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 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: Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Минрегион России, 2010.
2. СП 20.13330.2016: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
3. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.

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 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 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 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 толщу.

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:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma}(1 + \frac{W}{100}) - 1$$

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:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$$

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 ($\gamma_w = 10$ кН/м³).

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_{sl} 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_{sl}, на которой просадка грунта равна 5 см. Суммарная сила трения грунта P_n учитывается с коэффициентом условий работы $\gamma_{cn} \le 0.8$, 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.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:

$$P_n = u\sum_{0}^{h_{sl}} \tau_i h_i$$

$$\tau_i = \varsigma \sigma_{zg} tg\varphi_I + c_I$$

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 6м.

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 подошвы 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:

$$V / V_u \le 1$$

Здесь V - рассчитанное значение силового или деформационного фактора, V_u - его предельное значение. Отношение V/V_u рассматривается как критерий при поиске наиболее опасных комбинаций нагрузок.

При определении вертикальных нагрузок на сваи, учитываются моменты горизонтальных сил относительно осей координат, лежащих в плоскости подошвы ростверка. Предполагается, что ростверк является абсолютно жестким и что размеры поперечного сечения свай малы по сравнению с размерами плана ростверка. Указанные предположения согласуются с допущениями [1], 7.1.12, [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:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_X}{M_{bX,ult}} + \frac{M_Y}{M_{bY,ult}} \le 1$$

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:

$$\frac{|\tau|}{R_{bt}} \le 1$$

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 $|\tau| \le 1.5\tau_F$, где $\tau_F = \dfrac{F}{uh}$.

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: Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Минрегион России, 2010.
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: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
8. СП 22.13330.2011: Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – Минрегион России, 2010.
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 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.

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 толщу.

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.

Рис. 2. Пример задания грунта

Коэффициент пористости грунта определяется по формуле:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma}(1 + \frac{W}{100}) - 1$$

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 ($\gamma_w = 10$ кН/м³).

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 $\gamma_{cn} \le 0.8$, 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.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.

$$P_n = u\sum_{0}^{h_{sl}} \tau_i h_i$$

$$\tau_i = \varsigma \sigma_{zg} tg\varphi_I + c_I$$

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 6м.

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:

$$V / V_u \le 1$$

Здесь V - рассчитанное значение силового или деформационного фактора, V_u - его предельное значение. Отношение V / V_u рассматривается как критерий при поиске наиболее опасных комбинаций нагрузок.

При определении вертикальных нагрузок на сваи, учитываются моменты горизонтальных сил относительно оси, лежащей в плоскости подошвы ростверка. Предполагается, что ростверк является абсолютно жестким в поперечном направлении. В случае фундамента с несколькими рядами свай, предполагается, что размеры поперечного сечения свай малы по сравнению с шириной поперечного сечения ростверка. Указанные предположения согласуются с допущениями [1], 7.1.12, [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 $A_{s\,в}$ и $A_{s\,н}$, 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:

$$M_o / M_{u-} \le 1$$

$$M_n / M_{u+} \le 1$$

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: Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Минрегион России, 2010.
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: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
8. СП 22.13330.2011: Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – Минрегион России, 2010.
9. ГОСТ 23161-78 Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.

520 - Ленточный фундамент

Программа предназначена для проектирования ленточного фундамента под колонны согласно следующим нормам: СП 63.13330.2012 [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 22.13330.2011 [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 $x_к$. 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 толщу.

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 $\gamma_{sb} = \dfrac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$ (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 (1м) 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 (γ_f = 1). При расчете с выбором комбинаций выбираются такие комбинации, для которых изгибающий момент M от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок и изгибающий момент M_l от длительно действующих нагрузок достигают наибольших по модулю значений. Моменты M и M_l определяются при помощи отдельных расчетов усилий.

Расчет согласно [1] 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 (γ_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 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
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 22.13330.2011: Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – Минрегион России, 2010.
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: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
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 63.13330.2012 [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 22.13330.2011 [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 толщу.

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 $\gamma_{sb} = \dfrac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$ (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_{b2}, 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 (γ_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 (γ_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 $\overline{D}$ определяется по формуле (5.26) [5]. Средние в пределах сжимаемой толщи H_c значения модуля деформации $\overline{E}$ и коэффициента Пуассона $\overline{\nu}$ 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 толщу слоя с пониженным модулем деформации в том случае, когда этот слой находится ниже найденной границы $z = H_c$.

Литература

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
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 22.13330.2011: Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – Минрегион России, 2010.
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: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
9. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.

535 - Отдельный фундамент под колонну

Программа предназначена для проектирования отдельного фундамента под стальную или железобетонную колонну согласно СП 63.13330.2012 [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 22.13330.2011 “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 22.13330.2011. В последнем случае, необходимо дополнительно задать тип грунта в каждом слое. Допускаются следующие типы грунтов: пылевато-глинистые, песчаные, крупнообломочные и скальные.

1.2 Характеристики фундамента

Исходными данными для расчета фундамента являются его геометрические характеристики и классы бетона и стали продольной и поперечной арматуры. Заданные геометрические характеристики: размеры подошвы, толщина плиты, размеры ступенек и подколонника

рассматриваются как минимальные, если заданы соответствующие приращения, или как неизменяемые при нулевых приращениях.

2. Нагрузки

Вертикальная сила N, горизонтальные силы Qx, Qy и моменты Mx, My передаются на фундамент в центре сечения колонны на уровне верхнего обреза фундамента. Положительные направления сил и векторов моментов соответствуют направлениям осей координат.

Рис. 2. Схема приложения нагрузок

Разделение нагрузок по категориям и вычисление РСУ производится либо по СНиП 2.01.07-85 “Нагрузки и воздействия” [4] или СП 20.13330.2011 “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 22.13330.2011 с размерами подошвы, заданными пользователем. При наличии под подошвой фундамента нескольких слоев нескальных грунтов, угол внутреннего трения и удельное сцепление осредняются по обертывающей поверхностей скольжения, а удельный вес – по объему внутри нее (рис. 3).

Рис. 3. Область осреднения характеристик грунта

Если заданы приращения размеров подошвы, и не выполнено условие (11) [3], то программа увеличивает площадь подошвы, пока несущая способность основания не станет достаточной.

Далее программа проводит расчет основания по деформациям для всех возможных основных сочетаний нагрузок. При этом, на первом этапе, проверяются требования пп. 2.41, 2.47 – 2.49 [3] (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 раздельно на изгиб в плоскостях XZ и YZ для всех возможных основных и особых сочетаний усилий. При этом реактивное давление грунта на подошву определяется с учетом возможного ее отрыва от основания и без учета веса плиты и грунта над ней. Расчет проводится для нескольких сечений: в центре плиты и по граням ступенек. Для рассчитанных значений требуемой по условиям прочности арматуры подбирается диаметр и шаг расположения арматурных стержней.

Расчет поперечной арматуры стакана 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 [см]	[см]	высота/глубина h/dc [см]
плита	100.0	100.0	30.0
подколонник	90.0	90.0	170.0
колонна	40.0	40.0	80.0

Высота фундамента от подошвы 200.0 см

Нагрузки

N	Нагрузка.		N [кН]	Mx [кН*м]	My [кН*м]	Qx [кН]	Qy [кН]
1	Постоянная		2000.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	Длительная		2000.0	10.0	10.0	13.0	0.0
3	Ветер стат.		200.0	5.0	0.0	0.0	0.0
	дин.	1	200.0	5.0	0.0	0.0	0.0
		2	15.0	0.0	7.0	0.0	0.0
		3	12.0	0.0	3.0	0.0	0.0
4	Сейсмич.	1	100.0	60.0	20.0	8.0	30.0
		2	20.0	30.0	7.0	3.0	15.0
		3	30.0	10.0	5.0	2.0	7.0

Грунт

нормативные значения характеристик по слоям.

тип	z [м]	g [кН/м3]	E [МПа]	fi [град]	c/Rc [кПа]	IL
Крупн.обл.	-2.00	20.00	40.00	28.00	25.00	0.30
Песчаный	3.00	17.00	20.00	20.00	20.00	0.50
Песчаный	3.50	20.00	20.00	23.00	18.00	0.50

5.2 Расчетные сочетания усилий

Расчеты в программе проводятся для всех возможных сочетаний усилий, но в разделе “РСУ” выводятся силовые факторы и коэффициенты только для тех расчетных сочетаний усилий, которые оказались существенными для какого-либо из расчетов, проведенных программой.

РСУ

Усилия и моменты

расчетные сочетания усилий по СНиП 2.01.07-85.
для опасных РСУ на высоте H от подошвы фундамента.

N	Тип РСУ	табл. коэф.	N [кН]	Mx [кН*м]	My [кН*м]	Qx [кН]	Qy [кН]
1	тр.кр.	1	4097.5	14.0	16.6	12.4	0.0
2	тр.дл.	2	4000.0	10.0	10.0	13.0	0.0
3	основ.	3	4200.0	10.0	10.0	13.0	0.0
4	основ.	4	4376.5	15.8	19.4	12.4	0.0
5	особая	5	3686.3	75.8	29.8	19.2	34.3

Наиболее опасные сочетания усилий

Наг-руж.	Коэффициенты расчетных сочетаний усилий 1	2	3	4	5	6	7	8
1	1.00	1.00	1.10	1.10	0.99			
2	0.95	1.00	1.00	0.95	0.80			
3	0.90	0.90	0.00	1.26	0.00			
4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00			

5.3 Результаты расчета фундамента

В этом разделе в табличной форме и в виде эскиза приводятся вычисленные на различных этапах расчета размеры плиты и подколонника.

Результаты расчета

геометрических характеристик фундамента.

Объект	размеры по X и по Y [см]	[см]	высота h [см]
плита 1	270.0	270.0	30.0
плита 2	168.0	168.0	12.0
плита 3	124.0	124.0	12.0
плита 4	270.0	30.0	0.0
подколонник	90.0	90.0	146.0

Схема фундамента вид сбоку
М = 1 :23

Схема фундамента вид сверху
М = 1 :23

5.4 Расчет основания

Приводятся результаты расчета основания по деформациям и несущей способности.

```
Расчет основания     по СНиП 2.02.01-83*

Расчет по            Схема линейно деформируемого полупространства.
деформациям          Наибольшая осадка достигается при РСУ N 4.
                     Среднее давление под подошвой          p=640.3 кПа
                     Краевое давление вдоль оси y          py=646.3 кПа
                     Краевое давление вдоль оси x          px=645.2 кПа
                     Давление в угловой точке             pxy=651.1 кПа
                     Расчетное сопротивление грунта по 2.41 R=537.4 кПа
                     Сопротивление грунта с учетом 2.47     R=644.9 кПа
                     Осадка фундамента          s=4.4  см < su=10.0   см
                     Наибольший крен достигается при РСУ N 4,
                     Крен фундамента            i=0.0001  < iu=0.0050

Расчет по несущей    Наиболее опасным по устойчивости является РСУ N 5.
способности          Макс. глубина поверхности скольжения  zm=2.94    м
                     Сила предельного сопротивления грунта Nu=5646  кПа
```

5.5 Расчет железобетонного фундамента

В этом разделе приводятся результаты расчета плиты фундамента на продавливание, расчетов продольной, поперечной и косвенной арматуры, а также проверки ширины раскрытия трещин.

Продавливание.

Расчет на продавливание по СНиП 52-01-03.
Тяжелый Яетон. Класс прочности B15.

Плита	РСУ	Lx [м]	Ly [м]	Ab [м2]	Wbx [м3]	Wby [м3]	r
1	1	3.977	3.022	2.051	3.432	0.000	0.90
2	1	2.208	2.243	4.584	3.496	3.304	0.95
3	1	1.698	1.673	5.291	3.008	2.935	0.94

Расчет арматуры

по СНиП 52-01-03, с использованием трехлинейной диаграммы состояния Яетона.

Арматура плиты
Нижняя арматура

Класс арматурной стали: A500

Ось прутка	Коорд. [м]	РСУ	Мизг [кН*м]	h [см]	As [см2]	d [мм]	n
X	1.86	1	71.0	25.8	11.1		
X	0.84	1	1101.9	52.8	49.4		
X	0.00	1	2856.2	79.8	85.4	25	22
Y	1.39	1	338.7	23.3	35.8		
Y	0.87	1	963.0	50.3	45.1		
Y	0.00	1	2700.0	77.3	83.3	25	22

Нижние прутки ориентированы по оси X.

Верхняя арматура

и проверка плиты на действие оЯратного момента.

Плита	Ось	РСУ	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: A300

Ось	Z [см]	РСУ	p [кН/м]	As/s [см2/м]	s [мм]	d [мм]	n
X	4.2	3	3966.9	184.5	40	16	4
X	8.2	3	2784.1	129.5	50	16	4
X	13.2	3	2062.8	95.9	50	16	4
X	18.2	3	1341.5	62.4	100	16	4
X	28.2	3	101.0	4.7	100	16	4
X	38.2	3	1543.5	71.8	50	16	4
X	43.2	3	2264.8	105.3	50	16	4
X	48.2	3	2986.0	138.9	40	16	4
X	52.2	3	3563.0	165.7	40	16	4
X	56.2	3	3966.9	184.5	40	16	4

Косвенная арматура

Координата Z принимется от верхнего края стакана. подколонника. Класс арматурной стали: A300
НаиЯолее опасное РСУ N 1. 2 сетки с шагом 100мм.

Продольная арматура

Сетки из прутков диаметром 10мм, с шагом 100мм. подколонника. Класс арматурной стали: A500
НаиЯолее опасное РСУ N1 . Диаметр прутков 14мм.
28 прутков с шагом по оси X 100мм, по оси Y 100мм.

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия оЯеспечения сохранности арматуры acrc1=0.40мм acrc2=0.30мм

Плита

Ось	Коорд. [м]	РСУ 2	РСУ 1	Мизг2 [кН*м]	Мизг1 [см2]	Mcrc [кН*м]	acrc2 [мм]	acrc1 [мм]
X	1.86	2	1	42.6	71.0	165.3	0.00	0.00
X	0.84	2	1	658.2	1101.9	547.4	0.06	0.14
X	0.00	2	1	1698.6	2856.2	1127.8	0.14	0.29
Y	1.39	2	1	196.4	338.7	151.4	0.05	0.11
Y	0.87	2	1	558.6	963.0	529.7	0.04	0.12
Y	0.00	2	1	1566.0	2700.0	1108.0	0.12	0.27

Литература

1. СП 52-101-2003. 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 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М., ОАО ЦПП, 2011, 161с.
10. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* - М., ОАО ЦПП, 2011. -80с.
11. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2012.
12. СП 43.13330.2012 Сооружения промышленных предприятий. Актуализированная редакция СНиП 2.09.03-85. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2012.

536 – Поле столбчатых фундаментов под колонны

Программа предназначена для проектирования поля столбчатых фундаментов под стальные или железобетонные колонны согласно СП 63.13330.2012 [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 22.13330.2011 “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 22.13330.2011. 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 Qx, Qy и моменты Mx, My передаются на фундамент в центре сечения колонны на уровне верхнего обреза фундамента.

Положительные направления сил и векторов моментов соответствуют направлениям осей координат.

Рис. 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 20.13330.2011 “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 22.13330.2011 с размерами подошвы, заданными пользователем. При наличии под подошвой фундамента нескольких слоев нескальных грунтов, угол внутреннего трения и удельное сцепление осредняются по обертывающей поверхностей скольжения, а удельный вес – по объему внутри нее (рис. 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 раздельно на изгиб в плоскостях XZ и YZ для всех возможных основных и особых сочетаний усилий. При этом реактивное давление грунта на подошву определяется с учетом возможного ее отрыва от основания и без учета веса плиты и грунта над ней. Расчет проводится для нескольких сечений: в центре плиты и по граням ступенек. Для рассчитанных значений требуемой по условиям прочности арматуры подбирается диаметр и шаг расположения арматурных стержней.

Расчет поперечной арматуры стакана проводится в предположении линейного распределения контактного давления по длине заделанной части колонны (рис. 4).

Рис. 4. Расчет поперечной арматуры стакана

Диаметр и расположение хомутов подбираются так, чтобы в предельном состоянии, усилия в них R_{sw} уравновешивали давление колонны на стенки стакана. Расчет проводится на все возможные основные и особые сочетания усилий.

Продольная арматура стакана рассчитывается для двух сечений: коробчатого сечения на уровне дна стакана и прямоугольного сечения в месте соединения подколонника с плитой. Расчеты проводятся для всех возможных основных и особых сочетаний усилий с симметричным армированием стакана в каждой плоскости изгиба. Для максимальных рассчитанных значений требуемой арматуры подбираются диаметр и шаги расположения арматурных стержней.

Косвенная арматура подколонника рассчитывается по п. 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:

Данные для расчета
План фундамента
М = 1 :245

Колонны: положение и нумерация

№ кол.	№ грп.	x [м]	y [м]	угол грд.	№ кол.	№ грп.	x [м]	y [м]	угол грд.
1	1	1.0	1.0	0.0	2	1	14.0	14.0	0.0
3	1	1.0	14.0	0.0	4	1	14.0	1.0	0.0
5	1	1.0	7.5	0.0	6	1	7.5	1.0	0.0
7	1	7.5	7.5	0.0	8	1	7.5	14.0	0.0
9	1	14.0	7.5	0.0					
10	2	-8.0	-8.0	45.0	11	2	-8.0	1.0	45.0
12	2	-12.5	-3.5	45.0	13	2	-3.5	-3.5	45.0
14	3	-8.0	7.5	0.0	15	3	-8.0	14.0	0.0

Выводится таблица характеристик грунтов и расположение пластов в каждой из скважин:

Грунт

нормативные значения характеристик грунтов.

N	тип	g [кН/м3]	E [МПа]	fi [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

Сооружение I класса γ_n=1.20

Скважины

№ 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

№ нагр.	№ колонны	N [кН]	Mx [кН*м]	My [кН*м]	Qx [кН]	Qy [кН]
1 Постоянная	γ_f=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	γ_f=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 “РСУ” выводятся силовые факторы и коэффициенты только для тех расчетных сочетаний усилий, которые оказались существенными для какого-либо из расчетов, проведенных программой.

Коэффициенты существенных РСУ

Наг-руж.	Коэффициенты РСУ 1	2	3	4	Наг-руж.	Коэффициенты РСУ 1	2	3	4
1	1.00	1.00			2	1.00	1.30		

Существенные РСУ

№	№ коэф.	№ фунд.	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

```
Схема линейно деформируемого полупространства.
Наибольшая осадка достигается при РСУ № 1.
Глубина сжимаемой толщи                    Hc=9.32     м
Среднее давление под подошвой               p=388.5  кПа
Краевое давление вдоль оси y               py=422.4  кПа
Краевое давление вдоль оси x               px=415.0  кПа
Давление в угловой точке                  pxy=448.8  кПа
Расчетное сопротивление грунта              R=400.0  кПа
Осадка фундамента          s=1.9   см < su=5.0     см
Наибольший крен достигается при РСУ №12,
Крен фундамента            i=0.0005   < iu=0.0050
Наибольшая неравномерность осадок при РСУ №11,
между фундаментами №  6  и  № 12
Неравномерность осадок     i=0.0003   < iu=0.0010
```

Расчет по несущей способности

```
Наиболее опасным по устойчивости является РСУ N10.
Макс. глубина поверхности скольжения  zm=3.58     м
Осредненные по области скольжения параметры грунта
gamma=18.0 кН/м3      fi=30.0 град.      c=0.0    кПа
Сила предельного сопротивления грунта Nu=9938    кН
```

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 [см]	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 В15.

Плита	РСУ	Lx [м]	Ly [м]	Ab [м2]	Wbx [м3]	Wby [м3]	r
1	1	3.977	3.022	2.051	3.432	0.000	0.90
2	1	2.208	2.243	4.584	3.496	3.304	0.95
3	1	1.698	1.673	5.291	3.008	2.935	0.94

Расчет арматуры

по СНиП 52-01-03, с использованием трехлинейной диаграммы состояния Яетона.

Арматура плиты
Нижняя арматура

Класс арматурной стали: А500

Ось прутка	Коорд. [м]	РСУ	Мизг [кН*м]	h [см]	As [см2]	d [мм]	n
X	1.86	1	71.0	25.8	11.1		
X	0.84	1	1101.9	52.8	49.4		
X	0.00	1	2856.2	79.8	85.4	25	22
Y	1.39	1	338.7	23.3	35.8		
Y	0.87	1	963.0	50.3	45.1		
Y	0.00	1	2700.0	77.3	83.3	25	22

Нижние прутки ориентированы по оси X.

Верхняя арматура

и проверка плиты на действие оЯратного момента.

Плита	Ось	РСУ	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]	РСУ	p [кН/м]	As/s [см2/м]	s [мм]	d [мм]	n
X	4.2	3	3966.9	184.5	40	16	4
X	8.2	3	2784.1	129.5	50	16	4
X	13.2	3	2062.8	95.9	50	16	4
X	18.2	3	1341.5	62.4	100	16	4
X	28.2	3	101.0	4.7	100	16	4
X	38.2	3	1543.5	71.8	50	16	4
X	43.2	3	2264.8	105.3	50	16	4
X	48.2	3	2986.0	138.9	40	16	4
X	52.2	3	3563.0	165.7	40	16	4
X	56.2	3	3966.9	184.5	40	16	4

Координата Z принимется от верхнего края стакана.

Косвенная арматура

подколонника. Класс арматурной стали: А300
НаиЯолее опасное РСУ N 1. 2 сетки с шагом 100мм.
Сетки из прутков диаметром 10мм, с шагом 100мм.

Продольная арматура

подколонника. Класс арматурной стали: А500
НаиЯолее опасное РСУ N1 . Диаметр прутков 14мм.
28 прутков с шагом по оси X 100мм, по оси Y 100мм.

Трещиностойкость

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается из условия оЯеспечения сохранности арматуры acrc1=0.40мм acrc2=0.30мм

Плита

Ось	Коорд. [м]	РСУ 2	РСУ 1	Мизг2 [кН*м]	Мизг1 [см2]	Mcrc [кН*м]	acrc2 [мм]	acrc1 [мм]
X	1.86	2	1	42.6	71.0	165.3	0.00	0.00
X	0.84	2	1	658.2	1101.9	547.4	0.06	0.14
X	0.00	2	1	1698.6	2856.2	1127.8	0.14	0.29
Y	1.39	2	1	196.4	338.7	151.4	0.05	0.11
Y	0.87	2	1	558.6	963.0	529.7	0.04	0.12
Y	0.00	2	1	1566.0	2700.0	1108.0	0.12	0.27

Литература

1. СП 52-101-2003. 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 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. М., ОАО ЦПП, 2011, 161с.
10. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* - М., ОАО ЦПП, 2011. -80с.
11. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2012.
12. СП 43.13330.2012 Сооружения промышленных предприятий. Актуализированная редакция СНиП 2.09.03-85. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2012.

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 сваи.

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 20.13330.2011 [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 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 сваи

При расчете свай и их оснований по предельным состояниям первой группы, проводятся следующие проверки: проверка прочности грунта основания свай при действии на сваи вертикальных сил (сжимающих и выдергивающих), проверка допустимости давления на грунт боковыми поверхностями свай при действии на сваи горизонтальных сил, проверка прочности материала свай при действии на сваи вертикальных и горизонтальных сил. При расчете по предельным состояниям второй группы проводятся следующие проверки: проверка допустимости горизонтального перемещения и угла поворота головы сваи при действии горизонтальных сил, проверка трещиностойкости при действии вертикальных и горизонтальных сил.

Условия проверок представляются в виде:

$$V / V_u \le 1$$

Здесь V - рассчитанное значение силового или деформационного фактора, V_u - его предельное значение. Отношение V / V_u рассматривается как критерий при поиске наиболее опасных комбинаций нагрузок.

При определении вертикальных нагрузок на сваи, учитываются моменты горизонтальных сил относительно осей координат, лежащих в плоскости подошвы ростверка. 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.

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:

$$\frac{N}{N_b} \le 1$$

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

$$\frac{N}{N_{bs}} \le 1$$

Здесь $N_{bs} = N_b + N_s$ - предельное значение сжимающей силы при наличии косвенной арматуры.

При проверке условия прочности, учитывается ограничение $N_{bs} \le 2N_b$. 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 $1 \le h_0 / d \le 2.5$ ($h_0 / 2.5 \le d \le h_0$). 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 сваей, 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:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_X}{M_{bX,ult}} + \frac{M_Y}{M_{bY,ult}} \le 1$$

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: Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Минрегион России, 2010.
2. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализирована редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
3. СП 20.13330.2011: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минрегион России, 2010.
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.

545 – Подпорная стенка уголкового профиля

Программа рассчитывает и проектирует железобетонную подпорную стенку уголкового профиля с консолями и без консолей для слоистого грунта, наклонной местности за подпорной стенкой и произвольного уровня грунтовых вод. В качестве нагрузки допускается ввод равномерно распределенных на отрезке и сосредоточенных нагрузок на поверхность, нагрузок от фундаментов и нагрузок, приложенных к верху стенки (V, H, M). Расчет устойчивости положения стенки производится на основании СНиП 2.02.01-83* и СНиП 2.09.03-85. Расчет требуемой арматуры осуществляется согласно СНиП 2.03.01-84* “Бетонные и железобетонные конструкции”, либо по СП 52-101-2003 “Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры”, либо по СНБ 5.03.01-02 “Бетонные и железобетонные конструкции”, либо по СП 63.13330.2012 “Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения”.

1. Расчетная схема

Подпорную стенку можно рассчитывать с консолями и без них. Консоли могут иметь различную высоту стенки на срезе и на стыке со стенкой. Можно задать наклон подошвы подпорной стенки β. Вертикальные грани стенки также могут быть наклонными как с лицевой стороны α', так и с тыльной α. Поверхность за подпорной стенкой может иметь произвольный наклон. Можно предусмотреть до 10 слоев грунта с различными характеристиками. Уровень грунтовых вод по разные стороны стенки можно задать различным.

Рисунок 1: Расчетная схема

2. Нагрузки

Все нагрузки относятся к фрагменту стены шириной 1 м.

Максимальное суммарное количество нагрузок одного типа во всех нагружениях – 5.

Можно задавать нагрузки следующих типов:

- равномерно распределенные нагрузки на поверхность с лицевой и тыльной стороны;
- блочные нагрузки на поверхность с лицевой и тыльной стороны;
- сосредоточенные нагрузки на поверхность с лицевой и тыльной стороны;
- нагрузки от фундамента;
- нагрузки, приложенные к верхней части стенки.

Рисунок 2: Нагрузки

3. Расчет давления грунта

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 получаются участки непрерывных эпюр силы давления грунта по Кульману. Последующее суммирование сил давления на участках позволяет точно рассчитать определяющее значение общего давления грунта.

Эпюра сил давления грунта в области каждого слоя характеризуется тремя значениями. Путем дифференцирования, мы получаем в пределах слоя линейную эпюру давления грунта. При необходимости получить более подробную эпюру давления грунта, можно разделить 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 63.13330.2012, вычисляются значения требуемой продольной и поперечной арматуры.

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 2.09.03-85. Сооружения промышленных предприятий/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 102 с.
6. Снитко Н.К. Статическое и динамическое давлеие грунтов и расчет подпорных стенок/Стройиздат. – Л.: 1970. -207с.
7. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2003. – 139 с.
8. Изменение №1 СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры Республики Беларусь. – Минск: 2004. – 22 с.
9. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 65 с.
10. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2012.

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 63.13330.2012 “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 R1 и R2 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 63.13330.2012 [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 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2012.
2. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2011.
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 22.13330.2011 [1], СП 50-101-2004 [2] и СНиП 2.02.01-83* [3]. Расчетная схема основания при расчете осадки согласно [1] и [3] принимается либо в виде линейно-деформируемого полупространства, либо в виде линейно-деформируемого слоя. Расчетной схемой основания согласно [2] является линейно-деформируемое полупространство. 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. Оси x, y направляются по осям симметрии прямоугольника. Фундамент рассматривается как ленточный фундамент шириной $b = l_y$ при $l_x \geq 10 l_y$. 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 толщу.

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 ($\gamma_w = 10$ кН/м³).

Коэффициент пористости грунта определяется по формуле:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma}(1 + \frac{W}{100}) - 1$$

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 [4]. 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:

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_s + e\gamma_w}{1+e}$$

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.

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:

$$p / R \le 1$$

$$p_{\max,x} / 1.2R \le 1$$

$$p_{\max,y} / 1.2R \le 1$$

$$p_{\max} / 1.5R \le 1$$

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) [1] или по формуле (5.5) [2] или по формуле (7) [3]. Предусмотрено повышение значения R согласно нормативным указаниям. Предусмотрено задание расчетного сопротивление грунта согласно таблицам приложения Б [1] или приложения Д [2] или приложения 3 [3].

Расчетная схема основания, согласно [1], 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 $b \ge 10$ м
- среднее давление под подошвой фундамента $150 \le p \le 500$ кПа
- глубина заложения фундамента от уровня планировки $d \le 5$ м

- в основании фундамента залегают грунты с модулем деформации $E \geq 10$ МПа

Расчетной схемой основания, согласно [2], является линейно-деформируемое полупространство с условным ограничением глубины сжимаемой толщи H_c.

Расчетная схема основания, согласно [3], 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 выполняется одно из следующих условий:

а) в пределах сжимаемой толщи H_c залегает слой грунта с модулем деформации $E_1 \geq 100$ МПа и толщиной h_1, удовлетворяющей условию:

$$h_1 \geq H_c(1-\sqrt[3]{E_2/E_1})$$

где E_2 - модуль деформации грунта, подстилающего слой грунта с модулем деформации E_1;

б) ширина фундамента $b \geq 10$ м и модуль деформации грунтов основания $E \geq 10$ МПа (в пределах сжимаемой толщи H_c).

Толщина слоя H, в случае «а», принимается до кровли малосжимаемого грунта, а в случае «б», вычисляется согласно [3], прил.2, п.8.

Расчет осадки основания проводится согласно [1], 5.6.31 или [2], 5.5.31 или [3], прил.2, п.1 методом послойного суммирования.

Крен фундамента определяется по формуле (5.24) [1] или по формуле (5.22) [2] или по формуле (10) [3], прил.2. Среднее в пределах сжимаемой толщи H_c значение $\overline{D}$ определяется по формуле (5.26) [1]. Средние в пределах сжимаемой толщи H_c значения модуля деформации $\overline{E}$ и коэффициента Пуассона $\overline{\nu}$ определяются по формулам (5.23) и (5.24) [2] или по формулам (11) и (12) [3], 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 [1] или [2] и дополнительное напряжение при расчете по [3], σ_{zg} – напряжение от собственного веса грунта. При расчете по [2], значение k принимается в зависимости от ширины b подошвы фундамента в пределах от 0.2 до 0.5. При расчете по [1] и [3], 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 [1]) или $E < 5$ МПа (согласно [2], [3]), 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 [1] и $k_1 = 0.1$ согласно [2], [3]). 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 [5]. 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 [1], разд.6.1 или [2], разд.6.1 или [3], прил.2, пп.12-16. 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, $p_0 = 100\,\text{кПа}$, $b = \min(l_x, l_y)$ - 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 $\gamma_I^{'}$ - 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 [1], 5.10 [2], 7 [3] 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:

$$\xi_\gamma = 1 - 0.25/\eta,\ \xi_q = 1 + 1.5/\eta,\ \xi_c = 1 + 0.3/\eta$$

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 22.13330.2011: Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – Минрегион России, 2010.
2. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М.: ФГУП ЦПП, 2005.
3. СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2002. – 48 с.
4. ГОСТ 23161-78: Грунты. Метод лабораторного определения характеристик просадочности.
5. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений: Основания и фундаменты. – Стройиздат, 1964.

552 – Свая РИТ

Программа предназначена для подбора висячей буроинъекционной сваи, изготавливаемой при помощи разрядно-импульсной технологии (РИТ), согласно СП 24.13330.2011 [1], СП 50-102-2003 [2], ТР 50-180-06 [3].

1. Свая

Свая РИТ является висячей буроинъекционной сваей 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 [3], 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 [4] или [5]. Нагрузки подразделяются на постоянные, длительные, кратковременные и особые. Комбинирование нагрузок представляет собой генерацию множества возможных комбинаций нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке γ_f и коэффициентов, связанных с одновременным учетом двух и более временных нагрузок. При наличии особых нагрузок, наряду с основными комбинациями, генерируются также особые комбинации.

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 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:

$$V / V_u \le 1$$

Здесь V - рассчитанное значение силового или деформационного фактора, V_u - его предельное значение. Отношение V / V_u рассматривается как критерий при поиске наиболее опасных комбинаций нагрузок.

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], 7.1.8, [3], 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 [6], как сжатого элемента с учетом эксцентриситета вертикальной силы. Расчетная длина l_0 стержня принимается равной $0.7 l_1$ или $0.5 l_1$ 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 [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.

Литература

1. СП 24.13330.2011: Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Минрегион России, 2010.
2. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов / Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. – 82 с.
3. 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.
4. СП 20.13330.2011: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минрегион России, 2010.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.
6. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.

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 63.13330.2012 “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°. Можно задать откос у основания стенки в котловане. Грунт может быть задан горизонтальными слоями (возможен учет до 10 слоев). Они могут располагаться произвольно по высоте. На высоте заданного уровня грунтовых вод производится автоматическое деление соответствующих слоев. Программа рассматривает систему до максимальной глубины, которая по умолчанию составляет глубину котлована, умноженную на 2.5. Пользователь может самостоятельно увеличить данную область. Слои, расположенные глубже, обрезаются, или нижняя граница последнего слоя удлиняется до данной предельной глубины.

Система и входные данные имеют принципиально следующую ориентацию:

– слева от стенки расположен котлован,

– справа от стенки расположена поверхность примыкающей местности.

2. Нагружение

В качестве нагрузки задается расчетное сочетание усилий (РСУ) на грунт и стенку. При этом можно задавать:

- блоковые (равномерно распределенные на участке) нагрузки на поверхность справа от стенки;
- ленточные нагрузки на поверхность справа от стенки;
- сосредоточенные нагрузки (H, V, M), приложенные к верхней части стенки;
- нагрузки от фундамента (заглубленные блоковые нагрузки);

- дополнительные произвольные распределенные нагрузки на стенку.

Давление грунта на стенку может быть задано как активное давление в предельном состоянии, или как давление покоя, либо промежуточное значение.

3. Расчет давления грунта

3.1 Определение давления грунта по методу Кульмана

3.1.1 Общие положения по использованию метода Кульмана

Расчет давления грунта происходит по так называемому расширенному методу Кульмана. Используется метод Кульмана с плоской поверхностью скольжения. Для многослойных грунтов, при использовании общей поверхности скольжения, для искомого определяющего давления грунта применяется приближенное решение, содержащее необходимую для практических целей точность обычных статических расчетов грунта. Необходимо учитывать границы применения метода с плоской поверхностью скольжения для расчета сопротивления грунта. Для шпунтовых стенок они составляют: при отрицательном угле трения о стенку - $2/3*\varphi \leq \delta_p \leq 0$, $\varphi \leq 35°$ и $\beta \leq 0°$, при положительном угле трения о стенку $+\varphi \geq \delta p \geq 0°$ следует использовать исключительно $\beta \geq 0°$.

При мягких связных слоях всегда следует устанавливать $\delta_p = 0$.

3.1.2 Расчет давления грунта

Программа, варьируя угол поверхности скольжения, определяет для каждого слоя грунта общее давление грунта в центре области и на границах. Эти значения содержат части от собственного веса грунта (включая сцепление) и от внешних нагрузок. В выводе, помимо соответствующего угла наклона поверхности скольжения, эти части представлены отдельно. Для сопротивления грунта рассчитанные значения общего давления грунта уже делятся на соответствующий коэффициент безопасности.

При варьировании углов поверхности скольжения, исследуются все вынужденные поверхности скольжения, возникающие от углов рельефа местности и полосовых нагрузок (начальные и конечные точки нагрузок). Таким образом, мы получаем непрерывные частичные фрагменты линии давления грунта Кульмана, которые можно использовать далее. Данный подход позволяет надежно вычислить определяющее значение общего давления грунта. Таким образом, распределение общего давления грунта характеризуется в каждой области тремя значениями. Путем дифференцирования мы получаем эпюру давления грунта. Внутри каждой области слоя данная эпюра является линейной. Если необходимо получить более подробную

эпюру давления грунта, то это можно сделать путем деления толщи на несколько слоев, имеющих идентичные характеристики грунта.

4. Расчет усилий в сечениях стенки

4.1 Методы расчета

В основе расчета усилий в сечениях лежат методы Якоби и Блюма. До воображаемой опоры в грунте на стенку действует результирующее давление грунта. В случае «полного защемления» стенки в грунте возникает опорная реакция грунта, эквивалентная сила C. Чтобы эта эквивалентная сила C 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 C 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 C. 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 C 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 63.13330.2012. Для рассчитанной арматуры выполняется подбор диаметра и шага расположения прутков.

6. Дополнительные расчеты и проверки

Дополнительно проводится расчет длины анкерной тяги, если она не задана, и проверка устойчивости заанкеренной части грунта на глубинный сдвиг при поступательном движении грунта и стенки. Кроме того, проводится проверка устойчивости стенки и массива грунта на сдвиг по круглоцилиндрической поверхности скольжения.

7. Пояснительные чертежи

Для наглядного изображения исходных данных и результатов расчета, программа выводит четыре пояснительных чертежа.

Предусмотрена возможность отключения одного или всех чертежей.

7.1 Чертеж расчетной схемы

Изображается заданная поверхность грунта, подошва котлована с откосом (если имеется), все необходимые для расчета слои грунта, уровень грунтовых вод, а также положение и наклон анкеров.

7.2 Чертеж нагрузок

Изображаются заданные нагрузки.

7.3 Чертеж давления грунта

Изображается пассивная и активная составляющие давления грунта. На чертеже видны и отдельные части давления грунта (eagh, eaph, eawh и epgh), из которых состоит результирующее давление.

7.4 Чертеж усилий в сечении

Для каждого типа заделки стенки в грунте изображается прогиб w, эпюры моментов и поперечных сил.

Литература

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
2. СП 52-101-2003. 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 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. / Министерство регионального развития Российской Федерации. – М., 2012.

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.

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:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma}(1 + \frac{W}{100}) - 1$$

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:

$$I_{Lsat} = \frac{ke\gamma_w/\gamma_s - w_p}{w_L - w_p}$$

$$w_p = W_p/100,\ w_L = W_L/100$$

В приведенных формулах γ_w - удельный вес воды ($\gamma_w = 10$ кН/м³).

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 $\gamma_{cn} \le 0.8$, 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.4. Пример зависимости относительной просадочности от давления

Суммарная отрицательная сила трения P_n определяется по формулам [1], 9.10:

$$P_n = u\sum_{0}^{h_{sl}} \tau_i h_i$$

$$\tau_i = \varsigma \sigma_{zg} tg\varphi_I + c_I$$

Здесь u - периметр сечения сваи, 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 сваи при сжимающей нагрузке и при проверке прочности материала сваи. 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 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:

$$V / V_u \le 1$$

Здесь V - рассчитанное значение силового или деформационного фактора, V_u - его предельное значение. Отношение V/V_u рассматривается как критерий при поиске наиболее опасных комбинаций нагрузок.

При определении вертикальных нагрузок на сваи, учитываются моменты горизонтальных сил относительно осей координат, лежащих в плоскости подошвы ростверка. 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 $N_{bs} \le 2N_b$. 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 $1 \le h_0 / d \le 2.5$ ($h_0 / 2.5 \le d \le h_0$). 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:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_X}{M_{bX,ult}} + \frac{M_Y}{M_{bY,ult}} \le 1$$

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: Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Минрегион России, 2010.
2. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализирована редакция СНиП 52-01-2003. - Минрегион России, 2012.
3. СП 20.13330.2016: Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Минстрой России, 2016.
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.

685 – Проверка устойчивости стенки балки

Программа предназначена для проверки устойчивости стенки балки согласно СП 16.13330.2011 [1], СП 53-102-2004 [2], СНиП II-23-81* [3]. Рассматривается произвольное распределение нормальных напряжений по высоте стенки, которое возникает при расчете несимметричного сечения или при учете действия продольной растягивающей или сжимающей силы.

1. Расчетная схема

Расчетная схема представляет собой прямоугольную пластину толщиной t, соответствующую отсеку стенки балки, который ограничен поперечными ребрами жесткости. Длина пластины a равна расстоянию между ребрами жесткости, ширина пластины равна рабочей высоте стенки h_{ef}. Учитывается упругое защемление стенки в поясах. На вертикальных границах отсека принимаются условия шарнирного опирания.

В общем случае, в пластине действуют нормальное напряжение σ_x, направленное по оси балки, касательное напряжение τ и напряжение σ_y, вызванное действием локальной сжимающей нагрузки, приложенной к одному из поясов балки. Напряжения σ_x и τ определяются согласно [1], 8.5.2 или [2], 9.5.2 или [3], 7.2* по формулам:

$$\sigma_x = \frac{M}{I} y$$

$$\tau = \frac{Q}{th}$$

где M, Q - расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы, средние в пределах отсека балки, I - момент инерции сечения, y - расстояние от нейтральной оси до расчетной границы стенки, h - полная высота стенки. Сжимающее нормальное напряжение принимается положительным. Распределение по высоте стенки напряжения σ_x определяется путем задания наибольшего сжимающего $\sigma_{x,сжим}$ и наибольшего растягивающего $\sigma_{x,раст}$ напряжений, вычисленных у расчетных границ стенки. Растягивающее напряжение задается отрицательным значением. Напряжение σ_y от локальной расчетной нагрузки F определяется согласно [1], 8.2.2 или [2], 9.2.2 или [3], 5.13 по формуле:

$$\sigma_y = \sigma_{loc} = \frac{F}{tl_{ef}}$$

где l_{ef} - длина распределения локальной нагрузки.

2. Расчет по СНиП II-23-81*

При изгибе балки симметричного сечения без учета продольной силы, наибольшее растягивающее напряжение следует задать численно равным наибольшему сжимающему напряжению, т.е. $\sigma_{x,раст} = -\sigma_{x,сжим}$. В этом случае, согласно пп.7.4*, 7.6*, проверка устойчивости проводится по формулам (74) и (79), имеющим следующий вид:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \le \gamma_c$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} \le \gamma_c$$

Здесь σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ - критические нормальные напряжения, τ_{cr} - критическое касательное напряжение, $\sigma = \sigma_{x,сжим}$, γ_c - коэффициент условий работы, который принимается согласно таблице 6*. Приведенные формулы применимы при условной гибкости стенки $\overline{\lambda}_w \le 6$. Первая из приведенных формул применяется, если нет локальной нагрузки или если локальная нагрузка приложена к растянутому поясу.

Критическое напряжение τ_{cr} вычисляется по формуле:

$$\tau_{cr} = 10.3\left(1 + \frac{0.76}{\mu^2}\right)\frac{R_s}{\overline{\lambda}_{ef}^{\,2}}$$

Критическое напряжение σ_{cr} при $\sigma_{loc} = 0$ вычисляется по формуле:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\overline{\lambda}_w^{\,2}}$$

Здесь $\overline{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$, $\overline{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$, $d = \min(a, h_{ef})$, μ - отношение большей стороны пластины к меньшей, R_y, R_s - расчетные сопротивления стали, E - модуль упругости стали. Коэффициент c_{cr} определяется по таблице 21 в зависимости от коэффициента $\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}}\left(\frac{t_f}{t}\right)^3$, учитывающего степень упругого защемления стенки в поясах балки. В формулу для δ подставляются ширина b_f и толщина t_f сжатого пояса. При непрерывном закреплении сжатого пояса принимается $\delta = \infty$, в противном случае, коэффициент δ вычисляется при $\beta = 0.8$. При $a \le h_{ef}$ имеет место формула $\overline{\lambda}_{ef} = \frac{a}{h_{ef}}\overline{\lambda}_w$, а при $a > h_{ef}$ - $\overline{\lambda}_{ef} = \overline{\lambda}_w$.

При $\sigma_{loc} \ne 0$ и при условиях $\frac{a}{h_{ef}} > 0.8$ и $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} > \left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}\right)_{\lim}$ коэффициент c_{cr} в приведенной формуле для критического напряжения σ_{cr} заменяется на коэффициент c_2, который принимается по таблице 25 в зависимости от a/h_{ef} и δ. Предельное значение $\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}\right)_{\lim}$ принимается по таблице 24 в зависимости от a/h_{ef} и δ.

Критическое напряжение $\sigma_{loc,cr}$ определяется по формуле:

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 R_y}{\overline{\lambda}_a^{\,2}}$$

Здесь $\overline{\lambda}_a = \frac{a}{t}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$, c_1 - коэффициент, который принимается по таблице 23 в зависимости от a/h_{ef} и δ. Следует отметить, что при действии локальной нагрузки на растянутый пояс в формулу для коэффициента δ подставляются размеры растянутого пояса.

При условиях $\frac{a}{h_{ef}} > 0.8$ и $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} > \left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}\right)_{\lim}$ критическое напряжение $\sigma_{loc,cr}$ рассчитывается по действительным размерам отсека. Однако, при определении $\overline{\lambda}_a$, значение a должно быть не

больше $2h_{ef}$. Если при $\frac{a}{h_{ef}} > 0.8$ выполняется неравенство $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma} \le \left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}\right)_{\lim}$, то при вычислении $\overline{\lambda}_a$ и определении c_1 по таблице 23 значение a заменяется на $0.5a$.

Случай $\left|\sigma_{x,раст}\right| > \sigma_{x,сжим}$ возникает при более развитом сжатом поясе или при учете действия растягивающей продольной силы. В этом случае, расчет проводится согласно п.7.9, с учетом следующих изменений: а) при определении σ_{cr} значение h_{ef} заменяется на значение $2h_c$, где h_c - расстояние от нейтральной оси до расчетной (сжатой) границы стенки, б) при $\frac{a}{h_{ef}} > 0.8$ проводятся обе проверки независимо от отношения $\frac{\sigma_{loc}}{\sigma}$ (в выходном документе программы приводится результат решающей проверки).

Случай $\left|\sigma_{x,раст}\right| < \sigma_{x,сжим}$ возникает при более развитом растянутом поясе или при учете действия сжимающей продольной силы. В этом случае, расчет возможен только при условии $\sigma_{loc} = 0$. Проверка проводится согласно п.7.9, на основе формулы для предельного значения отношения $\frac{h_{ef}}{t}$, которое определяется по формуле (90), имеющей вид:

$$\left(\frac{h_{ef}}{t}\right)_u = 4.35\sqrt{\frac{(2\alpha-1)E}{\sigma(2-\alpha+\sqrt{\alpha^2+4\beta^2})}}$$

Здесь $\alpha = (\sigma_{x,сжим} - \sigma_{x,раст})/\sigma_{x,сжим}$, $\beta = 1.4(2\alpha-1)\frac{\tau}{\sigma}$. При этом $1 \le \alpha < 2$. В программе условие проверки представляется в виде

$$\frac{\overline{\lambda}_w}{\overline{\lambda}_{uw}} \le 1$$

где $\overline{\lambda}_{uw} = \left(\frac{h_{ef}}{t}\right)_u \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Случай $\left|\sigma_{x,раст}\right| < \sigma_{x,сжим}$ и $\sigma_{loc} \ne 0$ в нормах не рассматривается. Поэтому проверка устойчивости в этом случае проводится по методике DIN 18800 [4], включающей проверки при действии напряжений σ_x, σ_y и τ по отдельности и при их совместном действии.

Если при вводе наибольшего растягивающего напряжения $\sigma_{x,раст}$ задано положительное значение, то такое напряжение считается сжимающим, и проверка устойчивости проводится по методике DIN 18800 [4], так как в нормах отсутствует методика расчета для случая полностью сжатой стенки балки (при $\alpha < 1$).

3. Расчет по СП 16.13330.2011 и СП 53-102-2004

Методика проверки по [1] и [2] принципиально не отличается от методики [3]. Здесь приводятся только отличительные особенности расчета. В случае $\sigma_{x,раст} = -\sigma_{x,сжим}$ согласно [1], 8.5.3 или [2], 9.5.3 проверка устойчивости проводится по формуле (80) или (73), имеющей следующий вид:

$$\frac{1}{\gamma_c}\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}+\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}\le 1$$

Коэффициент условий работы γ_c принимается по таблице 1. Критическое напряжение $\sigma_{loc,cr}$ определяется по формуле:

$$\sigma_{loc,cr}=\frac{c_1 c_2 R_y}{\overline{\lambda}_w^{\,2}}$$

Здесь c_1 - коэффициент, который принимается по таблице 14 из [1] или таблице 13 из [2] в зависимости от a/h_{ef} и $\rho=1.04\frac{l_{ef}}{h_{ef}}$ (l_{ef} - длина распределения напряжения σ_{loc}), c_2 - коэффициент, который принимается по таблице 15 из [1] или таблице 14 из [2] в зависимости от a/h_{ef} и δ.

При $\sigma_{loc}\ne 0$ и $\frac{a}{h_{ef}}>0.8$ проверку выполняют дважды. При первой проверке, критическое напряжение $\sigma_{loc,cr}$ рассчитывается по коэффициентам c_1 и c_2, при определении которых длина отсека a заменяются на значение a_1, равное $0.5a$ при $\frac{a}{h_{ef}}\le 1.33$ и равное $0.67h_{ef}$ при $\frac{a}{h_{ef}}>1.33$. Вторая проверка проводится для фактического значения a. При этом коэффициент c_{cr} принимается по таблице 16 из [1] или таблице 15 из [2]. В выходном документе программы приводится результат решающей проверки.

В случае $\left|\sigma_{x,раст}\right|>\sigma_{x,сжим}$ расчет согласно [1], 8.5.6 или [2], 9.5.6 проводится аналогично. При определении σ_{cr} значение h_{ef} заменяется на значение $2h_c$. Критическое напряжение σ_{loc} определяется по фактическим размерам отсека.

В случае $\left|\sigma_{x,раст}\right|<\sigma_{x,сжим}$ расчет возможен только при условии $\sigma_{loc}=0$. Проверка проводится согласно [1], 8.5.7 по формуле (85) или [2], 9.5.7 по формуле (78), имеющей вид:

$$\frac{0.5\sigma_{x,сжим}}{\sigma_{cr}\gamma_c}\left(2-\alpha+\sqrt{\alpha^2+4\beta^2}\right)\le 1$$

Здесь $\alpha=(\sigma_{x,сжим}-\sigma_{x,раст})/\sigma_{x,сжим}$, $\beta=\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{x,сжим}}\frac{\tau}{\tau_{cr}}$. При определении σ_{cr}, коэффициент c_{cr} принимается по таблице 17 из [1] или по таблице 16 из [2] в зависимости от α. При этом $1\le\alpha<2$.

Случай $\left|\sigma_{x,раст}\right|<\sigma_{x,сжим}$ и $\sigma_{loc}\ne 0$ в нормах не рассматривается. Поэтому проверка устойчивости в этом случае проводится по методике DIN 18800 [4].

Если при вводе наибольшего растягивающего напряжения $\sigma_{x,раст}$ задано положительное значение, то такое напряжение считается сжимающим, и проверка устойчивости проводится по методике DIN 18800 [4], так как в нормах отсутствует методика расчета для случая полностью сжатой стенки балки (при $\alpha<1$).

Литература

1. СП 16.13330.2011: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минрегион России, 2010.
2. СП 53-102-2004. Общие правила проектирования стальных конструкций/Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 132 с.
3. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
4. DIN 18800, Teil 3. Stahlbauten: Stabilitatsfalle, Plattenbeulen (11.90).

692 – Болтовой узел рамы

Программа предназначена для проектирования болтового, жесткого на изгиб соединения ригеля и стойки согласно СП 16.13330.2011 [1]. Предусмотрено задание прокатных и сварных элементов. По результатам проектирования выводится чертеж узла и спецификация.

1. Конструкция

Программа специализирована для проектирования Г-образных и Т-образных узлов рам. Конструкция узла определяется следующими характеристиками: типом узла, расположением ригеля относительно стойки и дополнительно для Г-образного узла одной из трех возможных форм исполнения. Предусмотрено задание одностороннего или двустороннего вута. Возможны две формы исполнения вута. Эти формы отличаются тем, что полка профиля с вутом доходит или нет до другого профиля. При помощи указанных характеристик могут задаваться различные конструкции узла (рис.1). На рис.1 указаны следующие элементы: 1 – ригель, 2 – стойка, 3 – несущая накладка, 4 – торцевая плита стойки, 5 – ребра ригеля, 6 – ребра стойки, 7 – односторонний вут, 8 – торцевая плита ригеля, 9 – двусторонний вут.

Рис. 1. Примеры конструкции узла

Для Г-образного узла в случае примыкания ригеля к стойке может задаваться наклон ригеля $0 \le \alpha \le 45^{\circ}$ (рис.2).

Рис. 2. Наклонный ригель

2. Нагружение

В качестве нагрузок на узел задаются расчетные значения усилий, определенные в идеальном узле расчетной схемы рамы, который совпадает с точкой пересечения K осей ригеля и стойки. Положительные направления продольной силы N, изгибающего момента M и поперечной силы Q показаны на рис.3. Индексы в обозначениях усилий имеют следующий смысл: в – сверху, н – снизу, л – слева, п – справа. Предусмотрен ввод вертикальной и горизонтальной узловых сил V и H, а также равномерно распределенных нагрузок на ригель и стойку.

Рис. 3. Положительные направления нагрузок

В программе предусмотрена проверка несущей способности ригеля и стойки, которая проводится в следующих сечениях: в сечениях 1-1 и 2-2 на рис.4a, в сечениях 2-2 и 3-3 на рис.4b, 4c, 4d. При наличии вута без продолжения полки дополнительно проверяется несущая способность полки вута. Наибольшее напряжение в полке вута рассчитывается по формуле $\sigma_{VF} = \sigma_F / \cos\alpha_V$, где σ_F – наибольшее напряжение в полке профиля, α_V – угол наклона полки вута.

3. Проектирование

Сварные соединения угловыми швами рассчитываются с коэффициентами $\beta_f = 0.7$, $\beta_z = 1$, $\gamma_{wf} = 1$, $\gamma_{wz} = 1$. Катеты угловых швов k_f принимаются не менее указанных в табл.38 [1]. В качестве допускаемого напряжения в сварном шве и расчетной толщины сварного шва принимаются $R_{wf}\gamma_c$ и $a = \beta_f k_f$, если $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$, или $R_{wz}\gamma_c$ и $a = \beta_z k_f$, если $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$. Стыковые сварные швы проверяются при допускаемом напряжении $R_y\gamma_c$.

Рассматриваются два типа болтовых соединений: 1) соединение без предварительного натяжения болтов и 2) соединение с предварительным нормированным натяжением болтов.

Расстояния от края элемента до центра отверстия и расстояния между центрами отверстий принимаются с учетом указаний, приведенных в табл.40 [1].

Рис. 4. Сечения узла

При проектировании деталей узла (листа усиления стенки узла, рёбер жесткости, несущей накладки, торцевой плиты) применяется следующий ряд толщин: 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40 мм (выборка из ГОСТ 19903-74*). При вводе может задаваться минимальная толщина детали. Если для заданной минимальной толщины не обеспечивается несущая способность детали, то подбирается одно из следующих значений указанного ряда толщин. При проектировании в надлежащих случаях применяется округление размеров до 5мм.

3.1 Проверка стенки узла

При проверке несущей способности стенки узла принимается, что изгибающие моменты и продольные силы воспринимаются только полками, а поперечные силы – только стенками. Проверка проводится с использованием стержневой модели узла, которая строится путем замены полок профилей и ребер жесткости стержнями с шарнирами на концах. Предполагается, что стенка узла (при отсутствии вута стенка узла - это область стенки одного из профилей, заключенная между полками и ребрами) нагружена на каждом из краев касательными силами T_i, где $i = в, н, л, п$. Индексы $в, н, л, п$ служат для указания краев: верхнего, нижнего, левого, правого.

Внутренние силы и моменты в краевых сечениях узла (рис.4) вычисляются по значениям сил и моментов, заданных в центре K, и значению распределенной нагрузки q следующим образом:

$$N = N_K$$

$$M = M_K + Q_K x - qx^2/2$$

$$Q = Q_K - qx$$

При проектировании узла с наклонным ригелем используются значения горизонтальной силы N_α и вертикальной силы Q_α в вертикальном сечении (сечение 1-1 на рис.4c, 4d), которые определяются по следующим формулам:

$$N_\alpha = N\cos\alpha + Q\sin\alpha$$
$$Q_\alpha = Q\cos\alpha - N\sin\alpha$$

Силы в полках или их осевые компоненты (при наклонной полке) при одинаковых расстояниях от оси профиля до середин полок (сечения 1-1 и 2-2 на рис.4a, сечения 2-2 и 3-3 на рис.4b, сечения 1-1 и 2-2 на рис.4c, сечения 2-2 и 3-3 на рис.4d) определяются по следующим формулам:

$$N_Z = N/2 + |M|/h_F$$
$$N_D = N/2 - |M|/h_F$$

где N_Z, N_D- силы в растянутой и сжатой полках соответственно, h_F - расстояние между серединами полок. Для сечения 1-1 на рис.4c сила N заменяется на N_α. При неравных расстояниях от оси профиля до середин полок (сечение 1-1 на рис.4b, 4d) применяются следующие формулы:

$$N_Z = (Nh_D + |M|)/h_F$$
$$N_D = (Nh_Z - |M|)/h_F$$

где h_Z, h_D - расстояния от оси профиля до середины растянутой и сжатой полки соответственно. Для сечения 1-1 на рис.4d сила N заменяется на N_α.

Для наклонной полки действующая в ней сила определяется как $N_{Z\beta} = N_Z/\cos\beta$ или $N_{D\beta} = N_D/\cos\beta$, где β - угол наклона полки ($\beta = \alpha$ или $\beta = \alpha_V$).

Каждая из узловых сил V и H заменяется двумя силами, приложенными в соответствующих узлах стержневой модели. Сумма этих сил равна узловой силе, а сумма моментов этих сил относительно центра узла K равна нулю.

Из уравнений равновесия стержневой системы и стенки узла отыскиваются силы, действующие на концах стержней, и касательные силы T_i, действующие на краях стенки узла. Затем вычисляются удельные касательные силы $t_i = T_i/l_i$, где l_i - длина края, $i = в, н, л, п$. Предполагается, что касательные напряжения равномерно распределены по краям стенки узла. Данное предположение оправдывается тем обстоятельством, что при достижении пластического состояния происходит выравнивание напряжений. По формуле $\tau_{\max} = \max_i(t_i/s)$, где s - толщина стенки, определяются наибольшие касательные напряжения в стенке узла. Варианты стержневой модели, отвечающие различным конструкциям узла, представлены на рис.5. При наличии вута расчет касательных сил и соответствующих им напряжений проводится для двух частей стенки узла A и B. В случае вута с продолжением полки треугольная область, заключенная между полками профиля и вута, не учитывается, так как ее вклад незначителен.

Если прочность стенки узла не обеспечена, т.е. касательные напряжения превышают допускаемое значение, то выводится соответствующее сообщение. В этом случае для конструкции без вута проектируется одностороннее или двустороннее усиление стенки узла в виде листа требуемой толщины и определяются требуемые катеты сварных швов. Возможность образования сварных швов в области галтели прокатного профиля указывается при вводе положительным ответом на соответствующий вопрос. При отрицательном ответе лист усиления подбирается с учетом условия, чтобы сварные швы находились вне области галтели. При расчете принимается, что касательные напряжения равномерно распределены по общей толщине стенки и листа усиления. Касательные напряжения в листе усиления и напряжения в сварном шве рассчитываются по формулам вида:

$$\tau = \frac{T}{l(s+t)}$$

$$\sigma_w = \frac{Tt}{la(s+t)}$$

где t - толщина листа усиления, a - расчетная толщина сварного шва.

В программе при выводе катетов сварных швов листа усиления стенки применяются следующие обозначения: kfп – катет шва соединения с полкой, kfc – катет шва соединения со стенкой, kfв – катет верхнего шва, kfл – катет левого шва.

3.2 Проектирование ребер жесткости

Проектирование поперечных ребер жесткости осуществляется на основе расчета по несущей способности. В программе проектируются парные ребра, устанавливаемые по обе стороны стенки профиля. Силы F, действующие на ребра, определяются из уравнений равновесия стержневой модели узла.

Возможны двустороннее и трехстороннее присоединения ребра. Если высота ребра h_R меньше расстояния между полками $h_n = h - 2t$ (h - высота профиля, t - толщина полок), то ребро присоединяется по двум сторонам, иначе – по трем сторонам. Высота ребра может быть равной ¼ h_n, ½ h_n, ¾ h_n, h_n и определяется из расчета . На рис.6a, 6b представлено нагружение ребра при двустороннем и трехстороннем присоединении.

Принимается, что на нижней стороне ребра нормальные напряжения распределены равномерно (результирующая F_1), а на левой стороне ребра при двустороннем присоединении нормальные напряжения распределены по линейному закону (результирующая F_2).

Рис. 5. Расчётные модели

Сила на нижней стороне одного ребра вычисляется по формуле (в случае узла без усиления стенки):

$$F_1 = \frac{F}{2b_R + s}(b_R - c)$$

где b_R - ширина ребра, s - толщина стенки, c - размер скоса ребра. Для прокатных профилей минимальное значение c может приниматься равным радиусу скругления.

Рис. 6. Нагружение ребра

Плечи результирующих определяются по формулам:

$$e_1 = \frac{b_R - c}{2} + c$$

$$e_2 = \frac{2}{3}(h_R - c) + c$$

Из условия равновесия следует, что:

- при двустороннем присоединении

$$F_2 = F_1 \frac{e_1}{e_2}$$

- при трехстороннем присоединении

$$F_2 = (F_1 - F_3)\frac{e_1}{e_2}$$

При трехстороннем присоединении принимается, что на левой стороне ребра нормальные напряжения не возникают.

Требуемая толщина ребра t_R получается из проверки прочности ребра по приведенному напряжению $\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ (σ, τ - нормальное и касательное напряжения). На нижней стороне ребра приведенное напряжение определяется по формуле:

$$\sigma_{v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + 3F_2^2}}{t_R(b_R - c)}$$

Приведенное напряжение на левой стороне ребра рассчитывается следующим образом:

- при двустороннем присоединении по формуле:

$$\sigma_{v,2} = \frac{\sqrt{3F_1^2 + 4F_2^2}}{t_R(h_R - c)}$$

- при трехстороннем присоединении по формуле:

$$\sigma_{v,2} = \frac{\sqrt{3}\,|F_1 - F_3|}{t_R(h_R - 2c)}$$

Приведенное напряжение на верхней стороне ребра при трехстороннем присоединении определяется по формуле:

$$\sigma_{v,3} = \frac{\sqrt{F_3^2 + 3F_2^2}}{t_R(b_R - c)}$$

Проверка прочности сварных швов проводится по приведенному напряжению $\sigma_{w,v} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$ (σ_w, τ_w - нормальное и касательное напряжения в сечении сварного шва) при помощи следующих формул:

- при двустороннем присоединении

$$\sigma_{w,v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + F_2^2}}{2(b_R - c)a}$$

$$\sigma_{w,v,2} = \frac{\sqrt{F_1^2 + 4F_2^2}}{2(h_R - c)a}$$

- при трехстороннем присоединении

$$\sigma_{w,v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + F_2^2}}{2(b_R - c)a}$$

$$\sigma_{w,v,2} = \frac{|F_1 - F_3|}{2(h_R - 2c)a}$$

$$\sigma_{w,v,3} = \frac{\sqrt{F_2^2 + F_3^2}}{2(b_R - c)a}$$

где a - расчетная толщина сварного шва.

При наличии усиления стенки узла часть силы F воспринимается листом усиления. Проектирование ребер не проводится, если сила F может быть воспринята только стенкой (возможно совместно с листом усиления).

В программе при выводе катетов сварных швов ребер применяются следующие обозначения: kfпл – катет шва между ребром и полкой слева, kfпп – катет шва между ребром и полкой справа, kfпв – катет шва между ребром и полкой сверху, kfпн – катет шва между ребром и полкой снизу, kfc – катет шва между ребром и стенкой.

3.3 Проектирование несущей накладки

Конструкция Г-образного узла может содержать несущую накладку, работающую, как правило, на растяжение. Накладка передает на стенку узла силу, действующую в полке.

Накладка приваривается к торцу одного из профилей (стойки или ригеля) и присоединяется болтами к полке другого профиля (ригеля или стойки соответственно). Сила в накладке (в сечении 1-1 на рис.4) определяется по формуле:

$$F = \frac{-M + N_\alpha h_D}{h_F \cos\alpha}$$

При этом предполагается, что $F\cos\alpha - N_\alpha \geq 0$. Накладка также может нагружаться составляющей узловой силы. В этом случае в выходном документе программы указанная сила F обозначается как $F_п$ (или $F_н$), а сила от узловой нагрузки – как $F_л$ (или $F_в$). Индексы $п, н, л, в$ соответствуют указанию положения: справа, снизу, слева, сверху. Сварные швы соединения со стенкой рассчитываются в предположении, что касательная сила $T_c = F_п + F_л$ (или $T_c = F_н + F_в$) воспринимается только этими сварными швами. При этом учитывается ограничение расчетной длины сварного шва значением $85\beta_f k_f$.

Проверка несущей способности накладки и полки проводится в сечении с отверстиями.

Проверка прочности при смятии стенки отверстий также проводится как для накладки, так и для полки.

Помимо конструкции узла с несущей накладкой предусмотрена конструкция, в которой роль несущей накладки играет полка. В третьей форме исполнения узла сила в полке передается на стенку узла через торцевую плиту. В выходном документе приводятся размеры плиты и катет сварного шва соединения плиты со стенкой узла. Наряду с размерами плиты указывается смещение плиты относительно внешнего края полки, которое обозначается через $u_л$ (или $u_в$).

3.4 Приварка торцевой плиты

Во всех конструкциях узла к одному из профилей (ригелю или стойке) по торцу приваривается плита. Нормальные напряжения в сечении сварных швов определяются через нормальную силу N и изгибающий момент M следующим образом:

$$\sigma_w(z) = \frac{N(zS_y - I_y) - M(S_y - zA)}{S_y^2 - AI_y}$$

где z – координата в плоскости изгиба, A - площадь сечения сварных швов, S_y и I_y - статический момент и момент инерции сечения сварных швов относительно оси y. Если $S_y = 0$ (т.е. сечение сварных швов симметрично относительно оси y), то формула принимает вид:

$$\sigma_w(z) = \frac{N}{A} - \frac{M}{I_y} z$$

При определении геометрических характеристик сечения сварных швов применяются расчетные толщины сварных швов.

Касательные напряжения определяются через поперечную силу Q или касательную силу T по формуле вида:

$$\tau_w = \frac{|Q|}{A_c}$$

где A_c – площадь сечения швов стенки. Предполагается, что касательные напряжения равномерно распределены по длине сварных швов стенки. Проверка прочности сварных швов проводится по приведенному напряжению $\sigma_{w,v} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$. Предусмотрено вычисление нормальных, касательных и приведенных напряжений во всех характерных точках сечения сварных швов.

3.5 Проектирование соединения без предварительного натяжения болтов

Плита, приваренная к торцу ригеля или стойки, присоединяется к полке стойки или ригеля при помощи болтов. Проектирование соединения включает размещение болтов, проверку прочности болтов и торцевой плиты.

В конструкции с несущей накладкой в растянутой зоне болты проверяются на срез, стенка отверстий на смятие. При этом поперечная сила Q распределяется по всем болтам соединения равномерно. Условия прочности при срезе и смятии представляются (в обозначениях [1]) в виде:

$$N_s / N_{bs} \le 1$$

$$N_s / N_{bp} \le 1$$

где N_s - усилие, действующее на болт, $N_{bs} = R_{bs} A_b \gamma_c$ - расчетное усилие при срезе согласно (186) [1], $N_{bp} = R_{bp} d_b t \gamma_b \gamma_c$ - расчетное усилие при смятии согласно (187) [1]. Коэффициент γ_b вычисляется согласно табл.41 [1] по следующим формулам:

$$\gamma_b = \min\{0.4a/d + 0.2, 0.4s/d\} \text{ при } R_{yn} \le 285\,\text{МПа}$$

$$\gamma_b = \min\{0.5a/d, 0.5s/d - 0.25\} \text{ при } 285\,\text{МПа} \le R_{yn} \le 375\,\text{МПа}$$

$$\gamma_b \le 1$$

где a - расстояние вдоль усилия от края плиты до центра ближайших отверстий, s - расстояние вдоль усилия между центрами отверстий, d - диаметр отверстий. Согласно примечанию 1 к табл.41 коэффициент γ_b умножается на 0.9.

В конструкции без накладки болты дополнительно проверяются на растяжение. Действие продольной силы N и изгибающего момента M (сечение 1-1 на рис.4) заменяется действием сжимающей силы D и растягивающих сил Z_i от болтов. Предполагается, что линия действия силы D лежит на оси ребер. Также предполагается, что растягивающие силы Z_i изменяются линейно в зависимости от расстояния до линии действия силы D (рис.7). Так как действительное распределение растягивающих сил может отличаться от линейного распределения, то в расчете учитываются только болты в верхней половине соединения. Растягивающие силы в болтах определяются по следующим формулам:

$$Z_i = Z_1 \frac{h_i}{h_1}$$

$$Z_1 = \frac{Nd - M}{h_1} \frac{1}{m \sum_{i=1}^{k} \left(\frac{h_i}{h_1} \right)^2}$$

где m - число рядов болтов ($m = 2$ или $m = 4$). Сжимающая сила D выражается формулой:

$$D = m\sum_{i=1}^{k} Z_i - N$$

Зона сжатия существует при $D > 0$. Если сжатая зона отсутствует, то в расчет ставятся все болты.

Условие прочности при растяжении (в обозначениях [1]) имеет следующий вид:

$$N_t / N_{bt} \le 1$$

где $N_t = \max Z_i$ - наибольшее растягивающее усилие, $N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c$ - расчетное усилие при растяжении согласно (188) [1].

При одновременном учете растяжения и среза болтов в качестве условия прочности применяется условие (190) [1]:

$$\sqrt{\left(\frac{N_s}{N_{bs}}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_{bt}}\right)^2} \le 1$$

Рис. 7. Распределение усилий в болтах

Проверка прочности торцевой плиты проводится по значениям изгибающих моментов, найденных при помощи метода конечных элементов. Расчетная схема представлена на рис.8, на котором штриховыми линиями изображаются свободные края, а сплошными – защемленные края. Напряжения в плите зависят от расположения отверстий, от растягивающих сил Z_i и от толщины плиты.

Рис. 8. Расчетная схема при расчете плиты методом конечных элементов

3.6 Проектирование соединения с предварительным натяжением болтов

Проверка несущей способности соединения с предварительным натяжением болтов выполняется на основе расчетной модели, представленной в [2]. Предполагается, что сила Z в растянутой полке воспринимается болтами, расположенными вблизи полки. Различаются два вида торцевой плиты: выступающая плита и невыступающая плита.

Расчет для выступающей плиты проводится на основе модели по рис.9.

Рис. 9. Модель при расчете выступающей плиты

Проверка прочности проводится по следующим условиям:

$$M_{II} \le M_{II,pl}$$

$$K = M_{II} / e_1 \le Q_{pl}$$

$$Z_R / 2 \le Q_{pl}$$

$$Z \le Z_R$$

$$M_{II} = \frac{mN_{bt} - M_{I,pl}/c_1}{1/c_1 + 1/e_1}$$

$$M_{I,pl} = R_y \gamma_c b_p t_p^2 / 4$$

$$M_{II,pl} = R_y \gamma_c (b_p - md) t_p^2 / 4$$

$$Q_{pl} = R_s \gamma_c b_p t_p$$

$$Z_R = 2(M_{I,pl} + M_{II})/c_1$$

$$c_1 = a_1 - k_f \sqrt{2}/3 - (D + t_p)/4$$

Здесь m - число вертикальных рядов болтов ($m = 2$ или $m = 4$), N_{bt} - расчетное усилие при растяжении болтов, b_p - ширина плиты, t_p - толщина плиты, d - диаметр отверстий, D - наружный диаметр шайб, R_y - расчетное сопротивление при изгибе, R_s - расчетное сопротивление при сдвиге, k_f катет шва полки, a_1 - расстояние от центра верхнего болта до грани полки, e_1 - расстояние от центра верхнего болта до грани плиты.

Расчет для невыступающей плиты проводится на основе модели по рис.10.

Рис. 10. Модель при расчете невыступающей плиты

Проверка прочности в случае невыступающей плиты проводится на основе следующих условий:

$$M_{II} \le M_{II,pl}$$

$$K = M_{II}/c_2 \le Q_{pl}$$

$$Z_R \le Q_{pl}$$

$$Z \le Z_R$$

$$M_{II} = \frac{mN_{bt} - M_{I,pl}/c_1}{1/c_1 + 1/c_2}$$

$$M_{I,pl} = R_y \gamma_c b \frac{t^2}{4} k$$

$$k = 1 - \left(\frac{Z_R}{R_y \gamma_c bt \cos\alpha} \right)^2$$

$$M_{II,pl} = R_y \gamma_c (b_p - md) t_p^2 / 4$$

$$Q_{pl} = R_s \gamma_c b_p t_p$$

$$Z_R = R_y \gamma_c bt \left(-w + \sqrt{w^2 + \frac{4mN_{bt} c_2}{R_y \gamma_c bt^2} + 1} \right) \cos\alpha$$

$$w = 2 \frac{(c_1 + c_2)}{t} \cos\alpha$$

$$c_1 = e_4 - u - t - (D/4 + t_p/2)$$

$$c_2 = D/2 + t_p$$

Здесь b - ширина полки, t - толщина полки, e_4 - расстояние от центра верхнего болта до грани плиты, u - выступ, α - угол наклона ригеля.

Если $M_{III,pl} = R_y \gamma_c b_p t_p^2 / 4 < M_{I,pl}$, то применяются следующие формулы:

$$M_{II} = \frac{mN_{bt} - M_{III,pl}/c_1}{1/c_1 + 1/c_2}$$

$$Z_R = (M_{III,pl} + M_{II})/c_1$$

Предполагается, что поперечная сила Q воспринимается только болтами вблизи сжатой полки.

3.7 Проверка на смятие стенки отверстий согласно DIN 18800

Расчетное усилие при смятии стенки отверстий согласно [3],8.2.1.2(805) выражается по формуле:

$$N_{bp} = \alpha R_y \gamma_c d_b t$$

Коэффициент α рассчитывается по следующим формулам:

$$\alpha = \alpha_1 \text{ при } e_2/d \geq 1.5 \text{ и } e_3/d \geq 3$$

$$\alpha = \alpha_2 + (\alpha_1 - \alpha_2)(e_2/d - 1.2)/0.3 \text{ при } e_2/d < 1.5 \text{ и } e_3/d \geq 3$$

$$\alpha = \alpha_2 + (\alpha_1 - \alpha_2)(e_3/d - 2.4)/0.6 \text{ при } e_2/d \geq 1.5 \text{ и } e_3/d < 3$$

$$\alpha = \alpha_2 + (\alpha_1 - \alpha_2)(e_2/d - 1.2)(e_3/d - 2.4)/0.18 \text{ при } e_2/d < 1.5 \text{ и } e_3/d < 3$$

Здесь e_1 и e_2 - расстояния от краев элемента до центра отверстия, e и e_3 - расстояния между центрами отверстий, d - диаметр отверстия (рис.11). При расчете значение e_1 ограничивается значением $3d$, а значение e - значением $3.5d$.

Рис. 11. Расстояния e_1, e_2, e, e_3

Если существенным является расстояние от края вдоль усилия, то значения α_1 и α_2 определяются по формулам:

$$\alpha_1 = 1.1e_1 / d - 0.30$$

$$\alpha_2 = 0.73e_1 / d - 0.20$$

Если существенным является расстояние между центрами отверстий вдоль усилия, то значения α_1 и α_2 определяются по формулам:

$$\alpha_1 = 1.08e / d - 0.77$$

$$\alpha_2 = 0.72e / d - 0.51$$

Литература

1. СП 16.13330.2011: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минрегион России, 2010.
2. DStV/DASt: Typisierte Verbindungen im Stahlhochbau. – 2.Auflage. – Kőln, 1978/84.
3. DIN 18800, Teil 1: Bemessung und Konstruktion (11.90).

693 – Сварной узел рамы

Программа предназначена для проектирования сварного, жесткого на изгиб соединения ригеля и стойки согласно СП 16.13330.2011 [1] или СНиП II-23-81* [2]. Предусмотрено задание прокатных и сварных элементов. По результатам проектирования выводится чертеж узла и спецификация.

1. Конструкция

Программа специализирована для проектирования Г-образных узлов рам с горизонтальным или наклонным ригелем с углом наклона $0 \le \alpha \le 45^{\circ}$, Т-образных и крестообразных узлов рам. Конструкция узла определяется следующими характеристиками: типом узла, расположением ригеля относительно стойки и дополнительно для Г-образного узла одной из трех возможных форм исполнения. Предусмотрено задание одностороннего или двустороннего вута. Возможны две формы исполнения вута. Эти формы отличаются тем, что полка профиля с вутом доходит или нет до другого профиля. При помощи указанных характеристик могут задаваться различные конструкции узла (рис.1).

Рис. 1. Примеры конструкции узла

2. Нагружение

В качестве нагрузок на узел задаются расчетные значения усилий, определенные в идеальном узле расчетной схемы рамы, который совпадает с точкой пересечения K осей ригеля и стойки. Положительные направления продольной силы N, изгибающего момента M и поперечной силы Q показаны на рис.2. Индексы в обозначениях усилий имеют следующий смысл: в – сверху, н – снизу, л – слева, п – справа. Предусмотрен ввод вертикальной и горизонтальной узловых сил V и H, а также равномерно распределенных нагрузок на ригель и стойку.

Рис. 2. Положительные направления нагрузок

В программе предусмотрена проверка несущей способности ригеля и стойки, которая проводится в следующих сечениях: в сечениях 1-1 и 2-2 на рис.3a, в сечениях 2-2 и 3-3 на рис.3b, 3c, 3d. При наличии вута без продолжения полки дополнительно проверяется несущая способность полки вута. Наибольшее напряжение в полке вута рассчитывается по формуле $\sigma_{VF} = \sigma_F / \cos\alpha_V$, где σ_F – наибольшее напряжение в полке профиля, α_V – угол наклона полки вута.

3. Проектирование

Сварные соединения угловыми швами рассчитываются с коэффициентами $\beta_f = 0{,}7$; $\beta_z = 1$; $\gamma_{wf} = 1$; $\gamma_{wz} = 1$. Катеты угловых швов k_f принимаются не менее указанных в табл.38 [1] или табл.38* [2]. В качестве допускаемого напряжения в сварном шве и расчетной толщины сварного шва принимается $R_{wf}\gamma_c$ и $a = \beta_f k_f$, если $\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$, или $R_{wz}\gamma_c$ и $a = \beta_z k_f$, если $\beta_f R_{wf} > \beta_z R_{wz}$. При проектировании деталей узла (листа усиления стенки узла, ребер жесткости, несущей накладки, торцевой плиты) применяется следующий ряд толщин: 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 30, 32, 36, 40 мм (выборка из ГОСТ 19903-74*). Если для заданной толщины не обеспечивается несущая способность детали, то подбирается одно из следующих значений указанного ряда толщин. При проектировании в надлежащих случаях применяется округление размеров до 5мм.

Рис. 3. Сечения узла

3.1 Проверка стенки узла

При проверке несущей способности стенки узла принимается, что изгибающие моменты и продольные силы воспринимаются только полками, а поперечные силы – только стенками. Проверка проводится с использованием стержневой модели узла, которая строится путем замены полок профилей и ребер жесткости стержнями с шарнирами на концах. Предполагается, что стенка узла (при отсутствии вута, стенка узла - это область стенки одного из профилей, заключенная между полками и ребрами) нагружена на каждом из краев касательными силами T_i, где $i = в, н, л, п$. Индексы $в, н, л, п$ служат для указания краев: верхнего, нижнего, левого, правого.

Внутренние силы и моменты в краевых сечениях узла (рис.3) вычисляются по значениям сил и моментов, заданных в центре K, и значению распределенной нагрузки q следующим образом:

$$N = N_K$$

$$M = M_K + Q_K x - qx^2/2$$

$$Q = Q_K - qx$$

При проектировании узла с наклонным ригелем используются значения горизонтальной силы N_α и вертикальной силы Q_α в вертикальном сечении (сечение 1-1 на рис.3c, 3d), которые определяются по следующим формулам:

$$N_\alpha = N\cos\alpha + Q\sin\alpha$$
$$Q_\alpha = Q\cos\alpha - N\sin\alpha$$

Силы в полках или их осевые компоненты (при наклонной полке) при одинаковых расстояниях от оси профиля до середин полок (сечения 1-1 и 2-2 на рис.3a, сечения 2-2 и 3-3 на рис.3b, сечения 1-1 и 2-2 на рис.3c, сечения 2-2 и 3-3 на рис.3d) определяются по следующим формулам:

$$N_Z = N/2 + |M|/h_F$$
$$N_D = N/2 - |M|/h_F$$

где N_Z, N_D- силы в растянутой и сжатой полках соответственно, h_F - расстояние между серединами полок. Для сечения 1-1 на рис.3c сила N заменяется на N_α. При неравных расстояниях от оси профиля до середин полок (сечение 1-1 на рис.3b, 3d) применяются следующие формулы:

$$N_Z = (Nh_D + |M|)/h_F$$
$$N_D = (Nh_Z - |M|)/h_F$$

где h_Z, h_D - расстояния от оси профиля до середины растянутой и сжатой полки соответственно. Для сечения 1-1 на рис.3d сила N заменяется на N_α.

Для наклонной полки, действующая в ней сила определяется как $N_{Z\beta} = N_Z/\cos\beta$ или $N_{D\beta} = N_D/\cos\beta$, где β - угол наклона полки ($\beta = \alpha$ или $\beta = \alpha_V$).

Каждая из узловых сил V и H заменяется двумя силами, приложенными в соответствующих узлах стержневой модели. Сумма этих сил равна узловой силе, а сумма моментов этих сил относительно центра узла K равна нулю.

Из уравнений равновесия стержневой системы и стенки узла отыскиваются силы, действующие на концах стержней, и касательные силы T_i, действующие на краях стенки узла. Затем вычисляются удельные касательные силы $t_i = T_i/l_i$, где l_i - длина края, $i = в, н, л, п$. При этом предполагается, что касательные напряжения равномерно распределены по краям стенки узла. Данное предположение оправдывается тем обстоятельством, что при достижении пластического состояния происходит выравнивание напряжений. По формуле $\tau_{\max} = \underset{i}{max}(t_i/s)$, где s - толщина стенки, определяются наибольшие касательные напряжения в стенке узла. Варианты стержневой модели, отвечающие различным конструкциям узла, представлены на рис.4. При наличии вута расчет касательных сил и соответствующих им напряжений проводится для двух частей стенки узла A и B. В случае вута с продолжением полки треугольная область, заключенная между полками профиля и вута, не учитывается, так как ее вклад незначителен.

Рис. 4. Расчётные модели

Если прочность стенки узла не обеспечена, т.е. касательные напряжения превышают допускаемое значение, то выводится соответствующее сообщение. В этом случае, для конструкции без вута проектируется одностороннее или двустороннее усиление стенки узла в виде листа требуемой толщины, и определяются требуемые катеты сварных швов. Возможность образования сварных швов в области галтели прокатного профиля указывается при вводе положительным ответом на соответствующий вопрос. При отрицательном ответе, лист усиления подбирается с учетом условия, чтобы сварные швы находились вне области галтели. При расчете принимается, что касательные напряжения равномерно распределены по общей толщине стенки и листа усиления. Касательные напряжения в листе усиления и напряжения в сварном шве рассчитываются по формулам вида:

$$\tau = \frac{T}{l(s+t)}$$

$$\sigma_w = \frac{Tt}{la(s+t)}$$

где t - толщина листа усиления, a - расчетная толщина сварного шва.

В программе, при выводе катетов сварных швов листа усиления стенки, применяются следующие обозначения: kfп – катет шва соединения с полкой, kfc – катет шва соединения со стенкой, kfв – катет верхнего шва, kfл – катет левого шва.

3.2 Проектирование ребер жесткости

Проектирование поперечных ребер жесткости осуществляется на основе расчета по несущей способности. В программе проектируются парные ребра, устанавливаемые по обе стороны стенки профиля. Силы F, действующие на ребра, определяются из уравнений равновесия стержневой модели узла.

Возможны двустороннее и трехстороннее присоединения ребра. Если высота ребра h_R меньше расстояния между полками $h_n = h - 2t$ (h - высота профиля, t - толщина полок), то ребро присоединяется по двум сторонам, иначе – по трем сторонам. Высота ребра может быть равной ¼ h_n, ½ h_n, ¾ h_n, h_n и определяется из расчета. На рис.5a, 5b представлено нагружение ребра при двустороннем и трехстороннем присоединении.

Рис. 5. Нагружение ребра

Принимается, что на нижней стороне ребра нормальные напряжения распределены равномерно (результирующая F_1), а на левой стороне ребра, при двустороннем присоединении, нормальные напряжения распределены по линейному закону (результирующая F_2). Сила на нижней стороне одного ребра вычисляется (в случае узла без усиления стенки) по формуле:

$$F_1 = \frac{F}{2b_R + s}(b_R - c)$$

где b_R - ширина ребра, s - толщина стенки, c - размер скоса ребра. Для прокатных профилей минимальное значение c может приниматься равным радиусу скругления.

Плечи результирующих определяются по формулам:

$$e_1 = \frac{b_R - c}{2} + c$$

$$e_2 = \frac{2}{3}(h_R - c) + c$$

Из условия равновесия следует, что:

- при двустороннем присоединении

$$F_2 = F_1 \frac{e_1}{e_2}$$

- при трехстороннем присоединении

$$F_2 = (F_1 - F_3)\frac{e_1}{e_2}$$

При трехстороннем присоединении принимается, что на левой стороне ребра нормальные напряжения не возникают.

Требуемая толщина ребра t_R получается из проверки прочности ребра по приведенному напряжению $\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ (σ, τ - нормальное и касательное напряжения). На нижней стороне ребра приведенное напряжение определяется по формуле:

$$\sigma_{v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + 3F_2^2}}{t_R(b_R - c)}$$

Приведенное напряжение на левой стороне ребра рассчитывается следующим образом:

- при двустороннем присоединении, по формуле

$$\sigma_{v,2} = \frac{\sqrt{3F_1^2 + 4F_2^2}}{t_R(h_R - c)}$$

- при трехстороннем присоединении, по формуле

$$\sigma_{v,2} = \frac{\sqrt{3}\,|F_1 - F_3|}{t_R(h_R - 2c)}$$

Приведенное напряжение на верхней стороне ребра при трехстороннем присоединении определяется по формуле:

$$\sigma_{v,3} = \frac{\sqrt{F_3^2 + 3F_2^2}}{t_R(b_R - c)}$$

Проверка прочности сварных швов проводится по приведенному напряжению $\sigma_{w,v} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$ (σ_w, τ_w - нормальное и касательное напряжения в сечении сварного шва) при помощи следующих формул:

- при двустороннем присоединении

$$\sigma_{w,v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + F_2^2}}{2(b_R - c)a}$$

$$\sigma_{w,v,2} = \frac{\sqrt{F_1^2 + 4F_2^2}}{2(h_R - c)a}$$

- при трехстороннем присоединении

$$\sigma_{w,v,1} = \frac{\sqrt{F_1^2 + F_2^2}}{2(b_R - c)a}$$

$$\sigma_{w,v,2} = \frac{|F_1 - F_3|}{2(h_R - 2c)a}$$

$$\sigma_{w,v,3} = \frac{\sqrt{F_2^2 + F_3^2}}{2(b_R - c)a}$$

При наличии усиления стенки узла, часть силы F воспринимается листом усиления. Проектирование ребер не проводится, если сила F может быть воспринята только стенкой (возможно совместно с листом усиления).

В программе, при выводе катетов сварных швов ребер, применяются следующие обозначения: kfпл – катет шва между ребром и полкой слева, kfпп – катет шва между ребром и полкой справа, kfпв – катет шва между ребром и полкой сверху, kfпн – катет шва между ребром и полкой снизу, kfc – катет шва между ребром и стенкой.

3.3 Проектирование несущей накладки

Конструкция Г-образного узла может содержать несущую накладку, работающую, как правило, на растяжение. Накладка передает на стенку узла силу, действующую в полке. Накладка приваривается к торцу одного из профилей (стойки или ригеля) и к полке другого профиля (ригеля или стойки соответственно). Сила в накладке (в сечении 1-1 на рис.3) определяется по формуле:

$$F = \frac{-M + N_\alpha h_D}{h_F \cos\alpha}$$

При этом предполагается, что $F\cos\alpha - N_\alpha \geq 0$. Накладка также может нагружаться составляющей узловой силы. В этом случае в выходном документе программы указанная сила F обозначается как $F_п$ (или $F_н$), а сила от узловой нагрузки – как $F_л$ (или $F_в$). Индексы $п, н, л, в$ соответствуют указанию положения: справа, снизу, слева, сверху. Сварные швы соединения со стенкой рассчитываются в предположении, что касательная сила $T_c = F_п + F_л$ (или $T_c = F_н + F_в$) воспринимается только этими сварными швами. При этом учитывается ограничение расчетной длины сварного шва значением $85\beta_f k_f$. Это ограничение учитывается также для фланговых сварных швов, которыми накладка присоединяется к полке другого профиля.

В программе, при выводе катетов сварных швов накладки, применяются следующие обозначения: kfc – катет шва между накладкой и стенкой, kfп – катет шва между накладкой и полкой.

Помимо конструкции узла с несущей накладкой, предусмотрена конструкция, в которой роль несущей накладки играет полка. Сварные швы соединения полки со стенкой узла

проектируются в этом случае так же, как для конструкции с несущей накладкой. В третьей форме исполнения узла, сила в полке передается на стенку узла через стыковой сварной шов и торцевую плиту. В выходном документе приводятся размеры плиты и катет сварного шва соединения плиты со стенкой узла. Наряду с размерами плиты, указывается смещение плиты относительно внешнего края полки, которое обозначается через $u_л$ (или $u_в$).

3.4 Приварка профиля

Во всех конструкциях узла один из профилей (ригель или стойка) по торцу приваривается к полке другого профиля (стойки или ригеля соответственно). Нормальные напряжения в сечении сварных швов определяются через нормальную силу N и изгибающий момент M следующим образом:

$$\sigma_w(z) = \frac{N(zS_y - I_y) - M(S_y - zA)}{S_y^2 - AI_y}$$

где z – координата в плоскости изгиба, A - площадь сечения сварных швов, S_y и I_y - статический момент и момент инерции сечения сварных швов относительно оси y. Если $S_y = 0$ (т.е. сечение сварных швов симметрично относительно оси y), то формула принимает вид:

$$\sigma_w(z) = \frac{N}{A} - \frac{M}{I_y} z$$

При определении геометрических характеристик сечения сварных швов применяются расчетные толщины сварных швов.

Касательные напряжения определяются через поперечную силу Q или касательную силу T по формуле вида:

$$\tau_w = \frac{|Q|}{A_c}$$

где A_c – площадь сечения швов стенки. Предполагается, что касательные напряжения равномерно распределены по длине сварных швов стенки. Проверка прочности сварных швов проводится по приведенному напряжению $\sigma_{w,v} = \sqrt{\sigma_w^2 + \tau_w^2}$. Предусмотрено вычисление нормальных, касательных и приведенных напряжений во всех характерных точках сечения сварных швов.

Литература

1. СП 16.13330.2011: Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Минрегион России, 2010.
2. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.