

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	11
Отзыв об учебном пособии профессора Ю. В. Соболева от его бывшего студента Н. П. Сапельникова	12

ЧАСТЬ I ПРИЧИНЫ ВОЗНИКНОВЕНИЯ И СПОСОБЫ ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ ХРУПКОГО РАЗРУШЕНИЯ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И ИХ СОЕДИНЕНИЙ

I.1. Расчёт элементов стальных конструкций на растяжение	17
I.1.1. Вязкое и хрупкое разрушение	–
I.1.2. Вязкое разрушение сварных швов	19
I.1.3. Расчёт сварных соединений	21
I.1.3.1. Стыковые швы	–
Пример 1 (23). Пример 2 (24).	
I.1.3.2. Угловые швы	25
Пример 1а (26). Пример 2а (26). Пример 3 (27).	
I.1.4. Выбор стали	28
Пример 4 (30).	
I.1.5. Назначение расчётного сопротивления при растяжении	31
Пример 5 (31). Пример 6 (34).	
I.1.6. Расчёт на усталость	35
I.1.7. Влияние однозначного объёмного напряжённого состояния на охрупчи- вание стали при растяжении	37
I.2. Научный подход к проблеме хрупкого разрушения	40
I.2.1. Энергетический критерий	–
Пример 7 (42). Пример 8 (42). Пример 9 (43).	
I.2.2. Расчёт конструкций на усталостную долговечность с учётом дефектов . . .	43
Пример 10 (44).	
I.3. Основы расчёта резервуаров на прочность	47
I.3.1. Расчёт конструкций ВЦР на малоцикловую усталость	–
I.3.2. Расчёт оболочек по моментной теории. Определение краевого эффекта . . .	52
Пример 11 (57).	
I.3.3. Расчёт днища ВЦР на краевой эффект методом перемещений	59
Пример 12 (62). Пример 13 (63).	

ЧАСТЬ II ПРОБЛЕМА УСТОЙЧИВОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. АНАЛИЗ РАСЧЁТНЫХ МЕТОДИК

Проблема устойчивости МК. Общие положения	69
II.1. Расчёт устойчивости центрально-сжатых стержней	72
II.1.1. Бифуркационная теория	–
II.1.2. Деформационная теория	76
II.1.2.1. Определение типа сечения	78
Пример 1 (78).	
II.1.2.2. Методика расчёта коэффициента φ	79
II.1.3. Ограничение гибкости при центральном сжатии	85

II.2. Местная устойчивость поперечного сечения сжатых элементов	87
II.2.1. Расчёт устойчивости прямоугольных пластин	–
II.2.2. Нормативный расчёт местной устойчивости	88
II.3. Особенность расчёта на устойчивость центрально-сжатых стержней сквозного сечения	90
II.3.1. Бифуркационная теория	–
II.3.2. Деформационная теория	93
II.3.3. Поперечная сила в сквозных центрально-сжатых стержнях. Расчёт решётки безраскосной и раскосной.	95
II.4. Прямой метод расчёта центрально-сжатых стержней	99
II.4.1. Постановка задачи	–
II.4.2. Вывод расчётных формул прямого метода	–
II.4.3. Удельные радиусы инерции	103
II.4.4. Алгоритмы расчёта центрально-сжатых стержней	106
А. Стержни сплошного (сплошностенчатого) сечения (106). Б. Стержни сквозного сечения двухветвевые на планках и с раскосной решёткой (108). В. Стержни сквозного сечения трёх- и четырёхветвевые на планках и с раскосной решёткой (109).	
II.4.5. Примеры расчёта центрально-сжатых стержней	111
Пример 1 (111). Пример 2 (113). Пример 3 (115). Пример 4 (118). Пример 5 (119). Пример 6 (122).	
II.5. Определение коэффициента расчётной длины μ	127
II.5.1. Постановка задачи	–
II.5.2. Определение коэффициента расчётной длины μ для стойки постоянного сечения с учётом её взаимодействия с опорной системой	128
II.5.3. Определение обобщённых аппроксимирующих выражений $\bar{\mu}$	136
Пример 1 (136). Пример 2 (137). Пример 3 (139). Пример 4 (141). Итоговые аппроксимирующие формулы $\bar{\mu}$ (143). Пример 5 (144). Пример 6 (145). Пример 7 (146).	
II.5.4. Решение задачи для ступенчатых колонн	148
Пример 8 (148). Пример 9 (150).	
II.6. Расчёт устойчивости внецентренно сжатых и сжато-изогнутых стержней	153
II.6.1. Основы расчёта	–
II.6.2. Ограничение гибкости в плоскости изгиба ($\lambda_x \leq [\lambda_x]$)	156
II.7. Расчёт на внецентренное сжатие стержней в упругой стадии работы сечения	159
II.7.1. Определение коэффициента φ_e	–
II.7.2. Тонкостенные двутавры	162
Пример 1 (162). Пример 2 (163).	
II.7.3. Сквозные сечения двухветвевых колонн	164
Пример 3 (165). Пример 4 (169).	
II.7.4. Анализ расчётов сжато-изогнутых (внецентренно сжатых) стержней с использованием l_{ef}	172
II.8. Расчёт на внецентренное сжатие в упругопластической стадии	175
II.8.1. Приближённое аналитическое решение	–
II.8.2. Традиционное аналитическое решение (только для шарнирно опёртой симметричной схемы)	177
II.8.3. Обобщённое аналитическое решение	180
II.8.4. Численное решение задачи устойчивости	183
II.8.5. Оценка точности нормативного расчёта при несимметричных схемах внецентренно сжатых стержней	184
II.8.6. Анализ практического метода расчёта сжато-изогнутых (внецентренно сжатых) стержней	188

II.9. Новые варианты расчёта внецентренно сжатых стержней.	194
II.9.1. Итоги теории расчёта	—
II.9.2. Прямой метод расчёта	197
Пример 1 (198).	
II.9.3. Графоаналитический метод расчёта сжато-изогнутых (внецентренно сжатых) стержней	203
Пример 2 (204).	
II.10. Пространственная потеря устойчивости внецентренно сжатых двутавровых стержней	207
II.10.1. Общие положения	—
II.10.2. Теоретические основы расчёта	209
II.10.3. Примеры расчёта	213
Пример 1 (213). Пример 2 (214). Пример 3 (215).	
II.11. Особенности расчёта рамных конструкций на устойчивость.	217
II.11.1. Общие положения	—
II.11.2. Методики расчёта	—
Пример (219).	
II.12. Обеспечение устойчивости арок	222
II.12.1. Общие положения	—
II.12.2. Рекомендации по расчёту арки на устойчивость	228
Пример 1 (230). Пример 2 (234).	
II.12.3. Определение деформативности параболической арки	236
II.13. Обеспечение устойчивости оболочек	241
II.13.1. Общие положения	—
II.13.2. Расчёт оболочек по безмоментной теории	242
II.13.3. Методика расчёта на устойчивость цилиндрических оболочек	245
II.13.4. Методика расчёта на устойчивость усечённых конических оболочек	249
II.13.5. Методика расчёта на устойчивость замкнутых сферических оболочек	250
II.13.6. Приближённая методика расчёта на устойчивость произвольных гладких оболочек с положительной гауссовой кривизной их поверхности	252
Пример 1 (252). Пример 2 (253). Пример 3 (254).	

ЧАСТЬ III

ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ — БАЛКИ, ФЕРМЫ. ОБЗОР КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ И ПРИМЕРЫ РАСЧЁТА

III.1. Стальные балки. Основы расчёта	259
III.1.1. Расчёт прокатных балок	263
Оптимальное расчётное сопротивление (263). Пример 1 (263). Пример 1а (265).	
III.1.2. Расчёт балок составного сечения	266
III.1.2.1. Определение высоты сечения	—
III.1.2.2. Определение толщины стенки и полки.	268
III.1.2.3. Оптимальное расчётное сопротивление.	270
Пример 2 (271).	
III.1.2.4. Расчёт оптимальных балок	273
Пример 2а (273). Пример 2б (274). Пример 2в (275).	
III.1.2.5. Расчёт изменения сечения балки.	276
Пример 3 (277).	
III.1.2.6. Расчёт сварных соединений балки.	281
А. Соединение поясов со стенкой (281). Б. Соединение опорного ребра со стенкой (283).	

III.1.2.7. Расчёт опорного ребра и рёбер жёсткости	284
Пример 4 (286).	
III.1.2.8. Расчёт укрупнительного (монтажного) стыка сварной балки	288
Сварной укрупнительный стык (288). Стык на высокопрочных болтах (289). Монтажный стык с фрикционным соединением (291). Пример 5 (292). Монтажный фланцевый стык (293). Пример 6 (296).	
III.1.3. Расчёт облегчённых балок	297
Общие положения	–
III.1.3.1. Расчёт бистальной балки	299
Пример 7 (301).	
III.1.3.2. Расчёт перфорированной балки	302
Пример 8 (305).	
III.1.3.3. Расчёт предварительно напряженной балки	308
Пример 9 (312).	
III.1.3.4. Расчёт балки с гибкой стенкой	316
Пример 10 (319).	
III.1.3.5. Расчёт балки с гофрированной стенкой	323
Пример 11 (326).	
III.1.3.6. Повышение эффективности балок	328
Пример 12 (331).	
III.2. Стальные фермы	335
Введение	–
III.2.1. Оптимизация стропильных ферм	339
III.2.1.1. Определение массы фермы	–
III.2.1.2. Определение минимальной высоты фермы	341
III.2.1.3. Транспортные габариты фермы	346
III.2.1.4. Учёт приведённых затрат для фермы	347
III.2.1.5. Прямой метод расчёта ферм	–
III.2.1.6. Типовое проектирование ферм	349
III.2.1.7. Программа снижения металлоёмкости ферм	351
III.2.2. Определение усилий в элементах ферм	354
III.2.2.1. Допущенная идеализация при расчёте ферм	–
III.2.2.2. Определение усилий в элементах ферм при расцентровке узлов	355
III.2.2.3. Определение усилий в элементах ферм при внеузловой нагрузке	356
III.2.2.4. Формулы ручного расчёта усилий в элементах ферм	359
III.2.3. Расчётные длины стержней	362
III.2.4. Примеры расчёта. Подбор сечений элементов стропильной фермы	364
III.2.4.1. Бистальная ферма из парных равнополочных уголков по ГОСТ 8509–93	367
III.2.4.2. Ферма из электросварных прямошовных труб по ГОСТ 10704–91	369
III.2.4.3. Ферма с элементами из гнутых замкнутых сварных квадратных профилей по ГОСТ 30245–94	370
III.2.5. Узлы ферм	371
III.2.5.1. Узлы ферм с фасонками	–
Пример 1 (372). Рекомендации по проектированию ферм с фасонками (372). Примеры конструирования узлов ферм с фасонками (374)	
III.2.5.2. Фермы с бесфасоночными узлами	375
Бесфасоночные узлы трубчатых ферм (376). Пример 2 (377). Бесфасоночные узлы ферм из ЗГСП (380). Укрупнительные стыки трубчатых элементов на сварке (383).	

Монтажные соединения трубчатых элементов на болтах (385). Пример 3 (386).
 Монтажные соединения элементов из ЗГСП на болтах (387). Пример 4 (390).
 Пример 5 (391).

III.2.6. Конструирование и расчёт узлов по данным примеров 30-метровой стропильной фермы. 392

 III.2.6.1. Ферма из уголков –
 III.2.6.2. Трубчатая ферма 400
 III.2.6.3. Фермы из ЗГСП 405

III.2.7. Оценка результатов статических расчётов стержневых систем, выполненных вручную (по упрощённой расчётной схеме) и с применением специальных программных комплексов на ЭВМ 410

 III.2.7.1. Стержневые несущие системы покрытия пролётом 12 м (прутковые прогоны) –
 Пример 1 (411). Пример 1а (414).

 III.2.7.2. Уточнение расчёта одностоечной шпренгельной балки 415
 III.2.7.3. Подстропильная ферма 416
 Пример 2 (416).

 III.2.7.4. Двухстоечные малоуклонные шпренгельные балки в качестве стропильных ферм пролётом $L = 18 \div 36$ м 421
 Пример 3 (421). А. Уточнение расчёта рассмотренной двухстоечной шпренгельной балки (424). Пример 3а (426). Пример 4 (428). Б. Двухстоечная шпренгельная система для двухскатной малоуклонной кровли (430). Пример 4а (432).

 III.2.7.5. Типовые фермы с параллельными поясами для малоуклонных покрытий гражданских и промышленных зданий 438
 Пример 5 (442).

ЧАСТЬ IV
ОПОРНЫЕ УЗЛЫ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ.
АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ И ПРИМЕРЫ РАСЧЁТА

IV.1. Базы стальных колонн 449

 IV.1.1. Общие положения –
 Пример 1 (451).

 IV.1.2. Расчёт опорной плиты базы и анкеров 453
 IV.1.2.1. Расчёт без учёта работы анкеров 454
 Пример 2 (455).
 IV.1.2.2. Расчёт с учётом работы анкеров 456
 Пример 3 (458).

 IV.1.3. Расчёт толщины опорной плиты 460
 Пример 4 (464).

 IV.1.4. Расчёт траверсной базы общего типа 464
 Пример 5 (465).

 IV.1.5. Расчёт траверсы раздельного типа для базы сплошностенчатой колонны 468
 Пример 6 (469).

 IV.1.6. Расчёт раздельной базы для сквозной колонны 471
 Пример 7 (471).

IV.2. Шарнирные опоры с равномерно распределённой передачей давления на фундаменты 475

 IV.2.1. Расчёт балансирной опоры –

IV.2.2. Расчёт шаровой опоры.	476
IV.2.3. Расчёт цилиндрических (катковых) и шаровых опор на диаметральное сжатие при свободном касании.	478
IV.2.4. Конструктивные решения неподвижных и подвижных опор при большой длине мостовых пролётных строений.	480
IV.3. Оголовки стальных колонн.	484
IV.3.1. Общие положения.	–
Пример 8 (486).	
IV.3.2. Свободное опирание балок.	489
IV.3.3. Опирание балок на колонну сбоку.	492
IV.3.4. Свободное опирание ферм.	493
IV.3.5. Шарнирное и жёсткое сопряжение ферм с колонной.	494

ЧАСТЬ V
СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Введение.	499
V.1. Теория колебаний стальных конструкций.	502
V.1.1. Колебания одномассовой системы.	–
V.1.1.1. Свободные или собственные колебания.	–
V.1.1.2. Свободные затухающие колебания.	503
V.1.1.3. Вынужденные колебания.	–
V.1.1.4. Внутреннее поглощение энергии колебаний в конструкции.	504
V.1.1.5. Сейсмические воздействия.	505
V.1.1.6. Спектральный динамический коэффициент.	506
V.1.2. Колебание систем с произвольными степенями свободы.	–
V.1.2.1. Поперечные свободные колебания континуальных систем.	–
V.1.2.2. Свободные колебания дискретных систем.	508
Шарнирно опертая по концам балка или стойка (509). Консольная балка или стойка постоянного сечения (509). Двухмассовая дискретная система (510). Трёхмассовая дискретная система (511).	
V.1.3. Расчёты свободных колебаний стальной консоли.	513
V.1.3.1. Двухмассовая система.	–
V.1.3.2. Трёхмассовая система.	515
V.1.4. Спектральный коэффициент формы колебания.	517
V.1.4.1. Континуальная модель.	518
V.1.4.2. Дискретная модель.	519
V.2. Особенности проектирования зданий и сооружений по действующим нормам СНиП II-7-81* «Строительство в сейсмических районах».	521
V.2.1. Общие указания.	–
V.2.2. Расчётные рекомендации.	522
V.2.3. Объёмно-планировочные и конструктивные рекомендации.	524
V.2.4. Вопросы дальнейшего совершенствования методов расчёта стальных конструкций на сейсмические воздействия.	526
V.3. Примеры расчёта на сейсмостойкость.	528
Пример 1 (528). Пример 2 (530). А. Одномассовая модель (531). Б. Двухмассовая дискретная модель (531). В. Дискретная модель с двумя стационарными и инерционными массами (533). Г. Дискретная модель балки с тремя инерционными массами (533). Д. Континуальная модель балки (535). Заключение (536).	
Литература.	539
Благодарность Учителю.	541

ПРЕДИСЛОВИЕ

Окончив Московский институт инженеров городского строительства при Мосгорисполкоме (МИИГСМ) в 1954 г., я поступил в аспирантуру при кафедре металлических конструкций, заведующим которой был профессор А. Н. Гениев, ставший моим научным руководителем диссертации по проблеме устойчивости внецентренно сжатых стальных стержней. После защиты диссертации в 1958 г. при оппонировании академика Н. С. Стрелецкого и доцента П. К. Лециуса я был приглашён на работу на кафедру МК МИСИ, возглавляемую Н. С. Стрелецким, где проработал 51 год, завершив свою педагогическую и практическую деятельность в должности профессора. За весь период педагогической практики я руководил работой по дисциплине «Металлические конструкции», выпустив более 3000 студентов, был руководителем порядка 250 дипломных работ, подготовил в качестве руководителя 34 аспирантские работы, которые были успешно защищены. Мною было написано множество научных статей, учебных пособий и научно-технических отчётов по строительству. Неоднократно выступал оппонентом при защите кандидатских диссертаций. Уйдя на пенсию, я не прервал тесной связи с кафедрой металлических конструкций МГСУ, где работают в том числе и мои ученики, а также продолжил проектную деятельность в области строительства. Причинами, побудившими меня после нескольких лет пенсионного периода приступить к написанию этого труда, явились наличие свободного времени, большой опыт научно-исследовательской работы и неоднократные обращения моих друзей, которые в прошлом были моими учениками по специальности, с просьбой написать учебное пособие, посвящённое разъяснению наиболее сложных и часто встречающихся проблем в стальных конструкциях в целях повышения квалификации молодых инженеров, аспирантов и научных работников в области проектирования строительных конструкций и понимания сложных вопросов теории.

Так возникла книга, которую, как мне представляется, должен прочесть с пониманием и пользой для своей деятельности каждый специалист, так как главными её достоинствами являются достаточно обоснованное изложение вопросов теории расчёта стальных конструкций и многочисленные примеры расчёта, поясняющие суть дела.

Очевидно, читатель найдёт для себя полезные рекомендации по расчёту МК и, возможно, выскажет свои соображения и замечания. Поэтому заранее благодарен всем специалистам, которые откликнутся на мою просьбу.

Хочу подчеркнуть, что главной побуждающей причиной написания этого непростого для меня труда явилась просьба инженера-конструктора Н. П. Сапельникова, который подготовил рукопись к печати, принял участие в расчёте ряда примеров конструкций, произвёл расчёт на ЭВМ в программном комплексе в целях проверки ручного счёта и подготовил свой отзыв по данному учебному пособию, высказал ряд ценных замечаний. Можно сказать, что без его участия старому и больному человеку было бы сложно справиться с поставленной задачей. За это я приношу моему ученику глубокую благодарность.

*Ю. В. Соболев
Москва, 2021 г.*

ОТЗЫВ ОБ УЧЕБНОМ ПОСОБИИ ПРОФЕССОРА Ю. В. СОБОЛЕВА ОТ ЕГО БЫВШЕГО СТУДЕНТА Н. П. САПЕЛЬНИКОВА

Учебное пособие состоит из пяти частей, предназначенных для углублённого изучения теории стальных строительных конструкций.

Часть I учебного пособия посвящена очень важной теме, самому опасному виду разрушения конструкций – хрупкому разрушению при растяжении. Сконцентрировано внимание на обеспечении надёжности конструкций. Как следствие, обозначены факторы, вызывающие хрупкое состояние стали, и приведён ряд требований по предотвращению хрупкого разрушения элементов металлических конструкций при растяжении, в том числе в сварных соединениях. Сварка, являющаяся самым технологичным соединением, имеет ряд свойств, усложняющих работу конструктора. В учебном пособии читатель найдёт теорию расчёта сварных соединений с примерами и рекомендациями по выбору материалов данных соединений во избежание хрупкого разрушения сварных конструкций. Многим будет любопытен расчёт на усталость на примере вертикальных цилиндрических резервуаров (ВЦР) — ответственных и сложных конструкций. Именно на них сконцентрировано внимание в первой части, так как в силу их работы с попеременным заполнением и опорожнением возникают различные НДС, в том числе из-за соединения на сварке, заставляющие конструктора решать комплекс задач, как то: предотвращение вязкого разрушения в зоне сварных швов и малоциклового усталости, снижение краевого эффекта и предотвращение хрупкого разрушения в местах концентрации напряжений за счёт конструктивных мероприятий по уменьшению его вредного влияния. Представляет интерес расчёт вертикальных стыков в соединениях рулонов стенки и стыка стенки с днищем (в уторном узле), так как автором предложен более простой способ расчёта, основанный на методе перемещений. Те, кому интересен вопрос расчёта оболочек, найдут в части I учебного пособия ответы на свои вопросы и новые подходы к расчёту тонкостенных листовых конструкций.

Часть II учебного пособия посвящена важнейшей теме — устойчивости центрально и внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов конструкций. Проблеме устойчивости уделено наибольшее внимание ввиду большого спектра решаемых вопросов. Во-первых, хочется сказать о методе определения расчётных длин элементов, проработанном досконально и позволяющем аккуратно и точно вести расчёт строительных конструкций. В СНиПе и другой нормативной и учебной литературе даны ограниченные схемы упругих закреплений стержней с соответствующими коэффициентами расчётной длины, не всегда доступные для понимания, в то время как в учебном пособии изложен более детально разработанный материал, представляющий большой интерес и важность, позволяющий с учётом жёсткости опорной системы, т. е. в зависимости от граничных условий закрепления, правильно определить расчётную длину рассматриваемого элемента, значения которой находятся в интервале нормативных требований.

Вторым важным моментом данной части учебного пособия является, конечно, «прямой метод расчёта» центрально сжатых стержней, дающий возможность без итераций получить сечение элемента с оптимальным расчётным сопротивлением. Данный метод позволяет экономить время и трудозатра-

ты конструктора-расчётчика. Очень любопытным является предложенный при расчёте внецентрично сжатых стержней переход к центрально сжатым с применением эквивалентных гибкостей, также сокращающий и облегчающий процесс расчёта. Освещённый вопрос изгибно-крутильной формы потери устойчивости стержня прояснит рядовому проектировщику физический смысл сложных зависимостей, указанных в действующих нормативных документах.

Третьим, интереснейшим, в том числе и для меня лично, вопросом явился расчёт арок, которые не представлены в нормативных документах. Проведя определённое количество сравнительных расчётов, автор пришёл к выводу о целесообразности получить оптимальную форму арки в виде трёх сопряжённых окружностей параболического очертания, тем самым подтвердив мнение коллег, ранее занимавшихся этим вопросом. Здесь представлена теория расчёта арок, отличающаяся от представленных в различных источниках, считающих арку только как сжатый элемент и дающих завышенные результаты по устойчивости. Ю. В. Соболев обоснованно предложил рассчитывать арку как сжато-изгибаемый стержень со своей расчётной длиной, близкой к полуволне изогнутой оси арки. Определяющим фактором в получении сечения арки являются воздействия изгибающих моментов при коссимметричной нагрузке, как правило, у пологих арок.

Четвёртым достойным пристального внимания моментом, как и в части I, является расчёт оболочек на устойчивость, сопровождаемый практическим примером с шаровым резервуаром с низко расположенным опорным кольцом, потерявшим устойчивость из-за допущенной ошибки при его проектировании.

Части III и IV учебного пособия посвящены в значительной степени проектированию МК. Первый раздел части III рассматривает балки различного типа — от прокатного и составного сечения до так называемых облегчённых, с узлами стыка на сварном и болтовом соединениях. Из новшеств необходимо отметить предложенное выражение оптимального расчётного сопротивления для балок двутаврового сечения, позволяющее уточнить оптимальную расчётную высоту сечения балки, благодаря чему наглядно продемонстрирована рациональность подхода в проектировании на сопоставительных примерах расчёта балок пролётом 18 м с различными конструктивными формами. Доказано, что оптимальной высоты переменного составного сечения балки с оптимальным расчётным сопротивлением оказались эффективнее всех «облегчённых» балок, в том числе с точки зрения технологичности и, как следствие, экономики. Применение данного способа в реальном проектировании крупных объектов позволит сэкономить значительные средства.

Во втором разделе части III рассмотрены стропильные фермы различного типа. Стоит заострить внимание на методике, предложенной академиком Н. С. Стрелецким и продолженной его учеником Ю. В. Соболевым, позволяющей без расчётов элементов каркаса здания определить массу строительных конструкций для получения ТЭПов на рассматриваемый объект. Следующим моментом, заслуживающим внимания, является проектирование бистальных ферм прямым методом, суть которого сводится к обоснованному использованию в поясах более прочных сталей, определяемых из оптимальных значений расчётного сопротивления сжатых элементов, дающих заметную экономию по сравнению с обычным подходом. Полезным для специалиста будет анализ трёх разных сечений на примере бистальной фермы пролётом 30 м. Представленные компоновочные решения конструкций покрытия (шпренгельные балки,

прутковые прогоны и подстропильные фермы) пролётом 12–36 м помогут оптимизировать конструкцию покрытия зданий.

Часть IV учебного пособия посвящена крайне важному вопросу при проектировании – узлам. Особое внимание уделено самым ответственным опорным узлам, воспринимающим максимальные усилия. Представленные расчёты опорных плит и траверс в базах колонн позволяют более экономично проектировать — без потери их прочности и надёжности. Уделено внимание контактными задачам — цилиндрическим и шаровым опорам, редко встречающимся в обычном проектировании, но не менее интересным. Финальным этапом части IV является обоснование конструктивных решений оголовков колонн с различным типом опирания балок и ферм.

Часть V учебного пособия освещает тему сейсмостойкого строительства стальных конструкций, к сожалению, ещё недостаточно совершенной в мировой практике и мало освещённой в учебном процессе нашей страны. Тем не менее автор даёт детальное разъяснение по данной тематике с пояснением расчётных формул и физического смысла на примерах расчёта элементарных конструкций — стойки и балки. Ю. В. Соболев провёл критический анализ существующих методов расчёта при сейсмическом воздействии и указал направления для дальнейших научных исследований в этой области.

В целом учебное пособие Юрия Всеволодовича Соболева достойно внимания инженеров, проектировщиков и научных сотрудников. В данном фундаментальном труде представлены результаты глубокого изучения физических явлений, связанных с действительной работой и проектированием наиболее распространённых стальных строительных конструкций.

Инженер Н. П. Сапельников

Часть I

**ПРИЧИНЫ ВОЗНИКНОВЕНИЯ
И СПОСОБЫ ПРЕДОТВРАЩЕНИЯ
ХРУПКОГО РАЗРУШЕНИЯ
СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
И ИХ СОЕДИНЕНИЙ**

1.1. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА РАСТЯЖЕНИЕ

1.1.1. Вязкое и хрупкое разрушение

При разрушении растянутого элемента может наблюдаться его значительное удлинение (до 20–25 % от первоначальной длины), что недопустимо из соображений ограничения деформаций [1]. Обычно расчёт на прочность при растяжении ограничивается напряжением, не превосходящим предела текучести ($\sigma \leq \sigma_T$), или «условного» предела текучести ($\sigma_{\text{ост}} = 0,2 \%$), что регламентируется расчётными формулами СНиП II-23–81*, ограничивающими продольные деформации величиной относительного удлинения $\epsilon = 0,2 \div 0,3 \%$. Так, при центральном растяжении расчёт на прочность элемента выполняется по формуле

$$\frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c, \quad (I.1a)$$

где N — расчётная осевая нагрузка; A_n — площадь поперечного сечения с учётом ослабления (площадь нетто); γ_c — коэффициент условия работы; $\gamma_c = 0,9$ для затяжек, тяг, оттяжек и подвесок, выполненных из прокатной стали; $\gamma_c = 0,95$ для растянутых элементов сварных конструкций; $\gamma_c = 1,05$ в болтовых соединениях элементов при $\sigma_T < 440$ МПа; R_y — расчётное сопротивление по пределу текучести.

При допущении развития пластических деформаций в местах ослабления сечений или для конструкций, допускающих при этом эксплуатацию (например, трубопроводы) и $R_u/\gamma_u > R_y$ (например, малоуглеродистая сталь), где $R_u \approx 1,5R_y$ — расчётное сопротивление по пределу прочности; $\gamma_u = 1,3$ — дополнительный коэффициент надёжности из-за опасности рассматриваемого предельного состояния, а также при $\sigma_T \geq 580$ МПа, когда $R_u/\gamma_u < R_y$, расчёт следует выполнить по формуле

$$\frac{N}{A_n} \leq R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_u}. \quad (I.16)$$

С учётом коэффициента надёжности $\gamma_n = 0,95$ для гражданских и промышленных зданий 2-го класса и $\gamma_n \geq 1$ для ответственных конструкций уровень напряженного состояния равен $R_y(\gamma_c/\gamma_n)$ или $R_u(\gamma_c/\gamma_u\gamma_n)$.

Расчёт на прочность растянутых элементов, испытывающих дополнительные изгибы, с учётом развития пластических деформаций при $\sigma_T < 580$ МПа и $N > 0,1A_nR_y\gamma_c$ выполняется по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{C_x W_{xn} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{C_y W_{yn} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (I.2)$$

где коэффициенты n , C_x и C_y более 1 (см. СНиП II-23–81*); W_{xn} и W_{yn} — моменты сопротивления сечения нетто в двух главных направлениях.

Кроме расчёта на прочность необходимо соблюдать жёсткость растянутых и растянуто-изгибаемых элементов исходя из требований предельных значений гибкостей и прогибов.

Однако, наряду с упруго-пластическим состоянием сечений растянутых элементов при центральном и внецентренном нагружении при их вязком раз-

рушении от сдвигающих деформаций с образованием линий Чернова—Людерса и, в заключение, «шейки» сечения, очень часто (до 40 % случаев аварий металлических конструкций) наблюдается и хрупкое (в упругой стадии работы) разрушение, опасное своей непредсказуемостью и внезапностью из-за отсутствия видимых деформационных процессов.

Переходу стали в хрупкое состояние способствуют:

1) низкая температура эксплуатации, сдерживающая развитие пластических деформаций и перераспределение напряжений по сечению;

2) динамические воздействия, характеризуемые малым временем и часто повторяющимся циклом нагружения, когда в материале не успевают происходить пластические деформации;

3) объёмное напряжённое состояние, при котором в определённых направлениях затруднено развитие текучести, что особенно специфично для сварных швов и околошовных зон, обладающих собственными напряжениями при неравномерном остывании швов;

4) резкие изменения формы конструкций, приводящие к большой неравномерности распределения напряжений по сечению, характеризуемой коэффициентом концентрации, особенно сильным на краях трещин;

5) крупнозернистость стали и её неоднородность, возникающие при выплавке, а также наличие коррозионных поражений;

6) применение склонных к старению сталей, когда с течением времени незначительно повышаются их механические характеристики (главным образом предел текучести) с одновременным уменьшением их пластических свойств (площадки текучести);

7) повышение твердости стали при сварке или огневой обработке и появление наклепа при холодной гибке тонких листов из-за пластических сопутствующих деформаций;

8) наличие различных дефектов при изготовлении конструкций в виде необработанных кромок, надрезов, непроваров швов, трещин при пробивке отверстий и т. п.

Эти факторы становятся тем более неблагоприятными, когда они действуют в совокупности, сочетаясь друг с другом, например: низкая температура эксплуатации и ударное воздействие на растянутый элемент при наличии в нем концентраций напряжения.

Итак, важнейшей проблемой инженерного проектирования металлических конструкций является предотвращение хрупкого разрушения растянутых элементов.

Для достижения этой цели нужно соблюдать следующие основные требования:

1) правильный выбор стали;

2) обоснованное назначение его расчётного сопротивления;

3) выполнение стальных элементов предельно аккуратно с полным соблюдением проектных решений и, особенно, с высоким качеством сварных швов;

4) при проектировании сосредоточение внимания на узлах конструкций с обеспечением в них минимально возможных коэффициентов концентрации напряжений и применением минимально возможных толщин элементов и сварных швов;

5) обеспечение коррозионной стойкости стали путём правильного её назначения, выбора рациональных сечений элементов, герметизации внутренней среды и своевременного возобновления защитных покрытий;

6) выполнение всех расчётов элементов в соответствии с нормативными требованиями;

7) осуществление проверок трещиностойкости и долговечности элементов в соответствии с новейшими достижениями теории разрушения и прикладных методов расчёта надёжности конструкций на основе механики твёрдого тела.

В редакции СНиП II-23-81* 2011 г. впервые введен специальный раздел 13 «Проектирование стальных конструкций с учётом предотвращения хрупкого разрушения», в котором сформулированы общие требования и указания, имеющие конструктивно-технологический характер.

Остановимся на рекомендациях, касающихся выполнения сварных швов:

а) избегать, если возможно, расположения сварных швов в зонах действия растягивающих напряжений, превышающих $0,4R_y$;

б) обязательно избегать пересечения сварных швов;

в) для ответственных сварных соединений применять выводные планки и физические методы контроля качества швов;

г) в стыках элементов с накладками фланговые швы не доводить до оси стыка по 25 мм с каждой стороны;

д) по возможности исключать сварку в узлах прикрепления фасонки связей и других второстепенных элементов, заменив на болтовое соединение;

е) исключить возможность слоистого разрушения проката в зависимости от формы сварных соединений с проверкой по СНиП.

1.1.2. Вязкое разрушение сварных швов

Вязкое разрушение стальных растянутых элементов наиболее вероятно в местах расположения сварных швов (в стыках, в узловых соединениях и т. д.) Сварные швы могут быть двух видов: *стыковые* или *угловые*.

Наиболее распространёнными являются стыковые соединения, работающие на растяжение (сжатие) и сдвиг. При сжатии и сдвиге стыковые швы равнопрочны с основным металлом; при растяжении сварной шов должен быть проверен расчётом. Стыковые швы являются более жёсткими по сравнению с жёсткостью остальных сечений вне стыка, так как их модуль упругости

$$E^* = \frac{2}{2 - \alpha} E > E$$

из-за наличия сварочных (остаточных) напряжений с соотношением $\alpha = \sigma_{wy} / \sigma_{wx} < 1$, что ухудшает пластические свойства стыковых швов.

Угловые швы встречаются в тавровых и нахлесточных соединениях и подразделяются на *лобовые* и *фланговые* в зависимости от их ориентации по отношению к вектору действующего усилия.

Модуль упругости лобового шва из-за концентрации напряжений в его корне выше, чем флангового, так что в местах комбинированного соединения возникают неравномерные напряжения с перегрузкой лобовых швов. К тому же в фланговых швах напряжения по длине распределяются неравномерно, концентрируясь на их краях. Поэтому длина фланговых швов ограничивается величиной $l_w \leq 60 k_f$ при наиболее распространённой ручной сварке, где k_f — катет шва, обычно идентифицирующегося с его толщиной.

В общем случае максимальное значение $l_w = 85\beta_f k_f$, где коэффициент формы шва $\beta_f \geq 0,7$.

Угловые швы считаются условно работающими только на сдвиг от касательных напряжений любого направления.

Кроме указанных причин, снижающих надёжность сварных швов по отношению к основному металлу, необходимо учитывать их неизбежные дефекты (трещины, непровары, шлаковые включения и пустоты), возникающие от быстрой кристаллизации на воздухе под тонким защитным слоем обмазки электродов при ручной сварке или флюса при автоматической, особенно неблагоприятные при низкой температуре (меньше -5°C), наличие непровара в начале и в конце длины сварного шва (при зажигании и тушении электродуги), что учитывается уменьшением длины сварного шва на величину $2t$ и 1 см соответственно для стыкового и углового швов, где t — толщина (наименьшая) стыкуемых листов. К тому же места непроваров (кратеры) являются концентраторами напряжений. Заметим, что неравномерная толщина сварных швов по длине в виде наплывов и концентраторы напряжений в расчётах не учитываются в предположении их незначительного влияния на прочность. В ответственных случаях предусматривается физический метод контроля качества сварного шва (ультразвук, рентген, радиоактивное просвечивание и пр.). При проектировании и выполнении сварных швов предусматриваются конструктивно-технологические мероприятия по снижению дефектов, в том числе и разработка оптимальной технологии сварочного процесса (например, использование обратно-ступенчатой сварки и т. д.).

Существенным является правильный выбор силы тока в амперах в зависимости от используемых диаметров электродов: $d = 2 \div 6$ мм.

Установлена величина $I_{\text{св}} = Kd$ при ручной сварке, где $K = (20 \div 25)\sqrt{d}$. При полуавтоматической и автоматической сварке сила тока достигает 800 и 1200 А, и поэтому при ручной дуговой сварке за один проход можно получить шов до 6 мм толщиной, а при механизированной сварке — до $16 \div 20$ мм.

Таким образом, при стыковой сварке листов больших толщин многослойные швы могут иметь разное количество слоев и проходов. При ручной сварке площадь поперечного сечения (мм^2) корневого шва (при первом проходе заваривается корень шва) и последующих швов определяется соответственно по эмпирическим формулам

$$F_{\text{к}} = (6 \div 8)d \quad \text{и} \quad F_{\text{н}} = (8 \div 12)d.$$

Понятно, что с уменьшением числа слоев качество шва повышается.

Необходимо иметь в виду, что при ручной сварке листов без разделки кромок (с простой строжкой) с зазором $\Delta \leq 2$ мм их толщина $t \leq 8$ мм, а при автоматической — до 16 мм.

При большей толщине соединяемых встык листов необходима фигурная строжка их торцов в виде К-образной, V-образной ($10 \leq t \leq 25$ мм) и X-образной ($25 \leq t \leq 40$ мм) разделки кромок, что обеспечивает как одностороннюю, так и двустороннюю сварку. Скосы под углом $25 \div 45^{\circ}$ к оси стыка необходимы для того, чтобы проникнуть электродом в глубь шва и проварить металл по всему сечению.

Заметим, что выполнение угловых швов, в том числе и многослойных, является более простой операцией. При этом максимальная толщина углового шва не должна превышать $1,2t$, где t — минимальная толщина свариваемых листов в тавр во избежание прожога. Существуют и минимальные катеты угловых швов в зависимости от толщины более толстого из свариваемых элементов (по табл. СНиП II-23-81*), определяемые необходимостью их расплавления; минимальная длина шва — 50 мм; нахлёстка листов должна быть не менее $5t$;

при приварке пера уголка к фасонке толщина (катет) шва должна быть на 1–2 мм меньше толщины профиля и т. д.

Угловые швы могут выполняться как с выпуклой поверхностью, так и с вогнутой, получаемой механизированной обработкой поверхности шва для снижения концентраторов напряжений в конструкциях, подверженных динамическим воздействиям, или «северного исполнения».

1.1.3. Расчет сварных соединений

1.1.3.1. Стыковые швы

Стыки выполняются электродами типа Э42, Э42А, Э46 и т. д., номера которых соответствуют R_{un} , кН/см² наплавленного металла, пластичность которого возрастает при наличии индекса А (повышенное содержание марганца). Очевидно, что $R_{un} \geq 1,5R_y$ — критерий выбора типа электрода.

Рассмотрим лист толщиной t и шириной b , растянутый силой N , максимальное значение которой $N = btR_y\gamma_c$. Стык листов выполнен прямым или косым швом с углом наклона α к продольным кромкам с расчётным сопротивлением R_{wy} шва на растяжение и R_{ws} на срез.

При отсутствии контроля качества шва принимается значение

$$R_{wy} = 0,85R_y \text{ и } R_{ws} = R_s = \frac{R_y}{\sqrt{3}}.$$

При $R_{un} > 440$ МПа вместо R_y учитывается R_u/γ_u , $\gamma_u = 1,3$.

Спроектировав усилия N на нормаль к оси шва, получим $N_w = N \sin \alpha$, и тогда растяжение $\sigma_w = N_w/(tl_w) \leq R_{wy}\gamma_c$, где $l_w = (b/\sin \alpha) - 2t$ — длина шва с учётом непровара. Итак,

$$\frac{N \sin^2 \alpha}{tb \left(1 - 2\frac{t}{b} \sin \alpha\right)} \leq R_{wy}\gamma_c \text{ или } \frac{\sin^2 \alpha}{1 - 2\frac{t}{b} \sin \alpha} \leq \frac{R_w}{R_y},$$

т. е. требуемый угол

$$\alpha = \arcsin \sqrt{\frac{R_w}{R_y} \left(1 - 2\frac{t}{b} \sin \alpha\right)}.$$

На практике принимают $\operatorname{tg} \alpha = 2$ из-за удобства разметки, так что

$$\sin \alpha = 0,895, \text{ т. е. } \sqrt{0,85 \left(1 - 2\frac{t}{b} 0,895\right)} = 0,895.$$

Отсюда, $t = 0,032b$, т. е. при $t \leq b/30$ можно не выводить непровары на монтажные планки, обеспечивая равнопрочность косого стыка при $\operatorname{tg} \alpha = 2$. При $t > b/30$ это необходимо выполнять. При $R_{wy} = R_y$ стык становится прямым. Заметим, что

$$t_w = \frac{N \cos \alpha}{tl_w} \frac{N \sin \alpha \cos \alpha}{tb \left(1 - 2\frac{t}{b} \sin \alpha\right)} \leq \frac{0,4}{0,943} R_y \gamma_c = 0,424\sqrt{3}R_s \gamma_c = 0,73R_s \gamma_c < R_s \gamma_c,$$

а приведенное напряжение

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} = \sqrt{R_{wy}^2 + 3 \cdot 0,424^2 R_y^2} = \sqrt{0,85^2 + 0,539} R_y = 1,123 R_y < 1,15 R_y.$$

Если принять взамен R_y величину $R_{wy} = 0,85 R_y$, то получим абсурд с результатом для α .

Таким образом, сомнительно, что проверка приведенного напряжения в стыковом шве должна выполняться по указанной новой (актуализированной) редакции СНиП II-23-81* п. 14.1.15: «Сварные стыковые соединения, выполненные без физического контроля качества при одновременном действии в одном и том же сечении шва нормальных σ_{wx} и σ_{wy} и касательных τ_{wxy} напряжений, следует проверять по формуле (44), принимая в ней $\sigma_x = \sigma_{wy}$; $\sigma_y = \sigma_{wy}$; $\tau_{xy} = \tau_{wxy}$; $R_y = R_{wy}$ ». В этой формулировке нет ясности, как определять компоненты напряжений в шве, и почему речь идёт только о швах без физического контроля качества. Это явная недоработка. Заметим, что в предыдущих редакциях СНиП не предусматривалась проверка прочности стыковых швов по формуле приведённого напряжения:

$$\sqrt{\sigma_{wx}^2 + \sigma_{wy}^2 - \sigma_{wx}\sigma_{wy} + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_{wy} \gamma_c.$$

Если помимо растянутой силы N (по оси x) на лист действует сила V (по оси y), при $-1/4 < \sigma_y/\sigma_x < 1$, согласно энергетической теории, сечения листа воспринимают дополнительно касательное напряжение:

$$0 \leq \tau_{xy} = \sqrt{0,322 + \frac{\sigma_y}{\sigma_x} \left(1 - \frac{\sigma_y}{\sigma_x}\right)} R_s \leq 0,756 R_s$$

при $\sigma_y/\sigma_x = 0,5$ и $\tau_{xy} = 0,567 R_s$ при $\sigma_y = 0$ и $\sigma_y = \sigma_x$, где $\sigma_x = R_y \gamma_c$.

Таким образом, благодаря упруго-пластической работе вне стыка сечения обладают резервом несущей способности, чего лишены стыковые швы при $R_{wy} = 0,85 R_y$.

В частности, при $\sigma_y = \sigma_x$ необходимо принять косой стык с $\alpha = 45^\circ$, так что при этом

$$\sigma_w = (\sigma_x \sin \alpha + \sigma_y \cos \alpha) \frac{b}{l_w} = \frac{2}{\sqrt{2}} \sigma_x \frac{b}{l_x} \quad \text{и} \quad \tau_w = (\sigma_x \sin \alpha - \sigma_y \cos \alpha) \frac{l}{l_w} = 0.$$

Таким образом, при $b/l_w = 1/\sqrt{2}$, $\sigma_w = \sigma_x = R_y \gamma_c$, т. е. сварной стык равнопрочен с основным металлом только при контроле качества физическим методом и выведении непроваров за пределы листа, когда $R_{wy} = R_y$ и $2t = 0$. Но тогда можно принять и прямой стык.

При расчёте стыкового шва коэффициент условия работы $\gamma_c = 1$, если свариваются листы одной и той же толщины. При сварке листов разной толщины ($t_1 < t_2$) в месте стыка возникает краевой эффект — изгибающий момент, приближённое значение которого

$$M = N \frac{(t_2 - t_1)}{4}.$$

При этом в более тонком листе допустимо максимальное напряжение

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{bt_1} + \frac{6M}{1,2bt_1^2} = \frac{N}{bt_1} \left(1,25 \frac{t_2}{t_1} - 0,25\right) \leq R_{wy} \gamma_c,$$

где коэффициент 1, 2 учитывает пластическую деформацию в стыке (ограниченную пластичность).

Принимая во внимание, что $t_2 - t_1 = 0,2$ см [при $t_2 - t_1 > 0,2$ см выполняют скос листа большей толщины с уклоном 1/5, т. е. с проекцией скоса $5(t_2 - t_1)$ см], получим:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{bt_1} \left(1 + \frac{1}{4t_1} \right), \text{ так что } \gamma_c = \frac{4t_1}{4t_1 + 1},$$

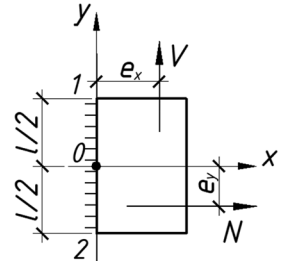


Рис. 1.1

где t_1 (при $t_1 = 1,0$ см, $\gamma_c = 0,8$; $t_1 = 2,0$ см, $\gamma_c = 0,9$).

Рассмотрим расчёт сварного стыка в тавр со стыковым швом с разделкой кромки листа при ручной сварке и $t > 8$ мм с К-образной или Х-образной строжкой (рис. 1.1). Изгибающий момент $M = Ve_x + Ne_y$, так что в точке 1

$$\sigma_{w1} = \frac{N}{tl_w} - \frac{6M}{tl_w^2} = -\frac{6V}{tl_w^2} e_1, \text{ где } e_1 = e_x + \frac{N}{V} \left(e_y - \frac{l_w}{6} \right),$$

в точке 2

$$\sigma_{w2} = \frac{N}{tl_w^2} + \frac{6M}{tl_w^2} = \frac{6V}{tl_w^2} e_2, \text{ где } e_2 = e_x + \frac{N}{V} \left(e_y + \frac{l_w}{6} \right).$$

При этом $\tau_w = \frac{V}{tl_w}$

Из условия прочности $\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} \leq 1,15 R_{wy} \gamma_c$, принимая при отсутствии физического метода контроля качества шва $R_{wy} = 0,85R_y$ (в запас расчёта) при $\sigma_w > 0$ и $R_{wy} = R_y$ при наличии такого контроля или при $\sigma_w < 0$ и решив условия прочности относительно расчётной длины сварного шва l_w , получим выражение:

$$l_w \geq 1,25 \frac{|V|}{tR_y} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \left(\frac{3,9e_i t R_y}{V} \right)^2}} \text{ при } R_{wy} = 0,85R_y, \quad (1.3)$$

так что $l \geq l_w + 2t$, здесь $i = 1$ или 2 при $\max |e_i|$.

При $R_{wy} = R_y$ усилие V заменяется на $V^* = 0,85V$. Заметим, что значение по формуле l_w (1.3) не должно быть менее величины

$$l_w = \sqrt{\frac{6|Ve_i|}{tR_{wy}}} \text{ из условия } |\sigma_{wi}| = R_{wy}; \quad l \geq l_w + 2t.$$

Пример 1

Рассчитать вертикальный стыковой шов косынки столика толщиной $t = 1,2$ см из стали класса С245 при действии усилия $-V = Q = 100$ кН с эксцентриситетом $e_x = 20$ см по рис. 1.1.

Решение

При $N = 0$ в точке 1 — растяжение, так как

$$e_1 = e_x \text{ и } \sigma_{w1} = \frac{6Q}{tl_w^2} e_x = \frac{6 \cdot 100 \cdot 20}{1,2l_w^2} = \frac{10^4}{l_w^2}.$$

При этом $l_w \geq \sqrt{10^4 / 20,4} = 22,14$ см, где $R_{wy} = 0,85 \cdot 24 = 20,4$ кН/см².
Согласно формуле (I.3)

$$l_w \geq 1,25 \frac{100}{1,2 \cdot 24} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \left(\frac{3,9 \cdot 20 \cdot 1,2 \cdot 24}{100} \right)^2}} = 21,0 \text{ см.}$$

Принимаем $l = 25$ см.

Заметим, что при $R_{wx} = R_y$ получим соответственно

$$l_w \geq \sqrt{10^4 / 24} = 20,4 \text{ см.}$$

и

$$l_w = 1,25 \frac{0,85 \cdot 100}{1,2 \cdot 24} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \left(\frac{3,9 \cdot 20 \cdot 1,2 \cdot 24}{0,85 \cdot 100} \right)^2}} = 19,3 \text{ см.}$$

Принимаем $l = 23$ см.

Таким образом, влияние физического контроля качества сварного шва несущественно.

Пример 2

Рассчитать стыковой шов прикрепления фасонки нижнего пояса фермы к фланцу по рис. I.1 при $t = 1,2$ из стали С255. Опорное давление фермы $-V = -Q = 300$ кН; горизонтальное давление на шов $N = 500$ кН; $e_x = 0$; $e_y \approx 15$ см; $l_w \approx 60$ см (в первом приближении).

Решение

В точке 1

$$e_1 = -\frac{N}{V} \left(e_y - \frac{l_w}{6} \right) = -\frac{500}{300} (15 - 10) = -8,3 \text{ см.}$$

В точке 2

$$e_2 = -\frac{N}{V} \left(e_y + \frac{l_w}{6} \right) = -\frac{500}{300} (15 + 10) = -41,7 \text{ см,}$$

$$\sigma_{w1} = -\frac{6Q}{tl_w^2} e_2 = -\frac{6 \cdot 300}{1,2 l_w^2} (-41,7) = \frac{62 \ 550}{l_w^2} \text{ — растяжение;}$$

при $\sigma_{w1} \leq R_{w2} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 24 = 20,4$ кН/см²

$$l_w \geq \sqrt{\frac{62 \ 550}{20,4}} = 55,37 \text{ см.}$$

Согласно формуле (I.3)

$$l_w \geq 1,25 \frac{300}{1,2 \cdot 24} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \left(\frac{3,9 \cdot 41,7 \cdot 1,2 \cdot 24}{300} \right)^2}} = 53,0 \text{ см.}$$

Принимаем $l = l_w + 2t = 58$ см.

Начертив фасонку и расположение на ней нижнего пояса фермы, найдём относительно его оси уточненное значение e_y , при необходимости следует повторить расчёт. Однако, как показано на примерах, учёт выражения приведенного напряжения не дает уточнения результата по сравнению с условием прочности $\sigma_w = 6Ve_2 / tl_w^2 \leq R_{wy}\gamma_c$.

1.1.3.2. Угловые швы

Расчётной характеристикой углового шва (выпуклого и вогнутого) является его катет k_f , определяемый по рис. 1.2. Разрушение углового шва может произойти по двум плоскостям: 1—1 — по металлу шва; 2—2 — по металлу границы сплавления.

Расчёт сварного соединения с угловыми швами от силы N , проходящей через центр тяжести соединения, выполняется на условный срез по одному из указанных сечений в зависимости от отношения $K = \beta_f R_{wf} / \beta_z R_{wz}$: при $K \leq 1$ — по металлу шва (сечение 1—1); а при $K > 1$ — по металлу границы сплавления (сечение 2—2), где β_f и $\beta_z > \beta_f$ — коэффициенты формы шва в зависимости от глубины проплавления. При этом встречаются следующие отношения β_f / β_z : 1,1/1,15; 0,9/1,05; 0,8/1,0; 0,7/1,0, т. е. не более 0,95.

Расчётные сопротивления угловых швов принимаются в зависимости от типа электрода и соответствующей марки проволоки: $R_{wy} = 180$ МПа для Э42 и Э42А; $R_{wy} = 200$ МПа для Э46 и Э46А; $R_{wy} = 215$ МПа для Э50 и Э50А и т. д. Расчётные сопротивления по металлу границы сплавления:

$$R_{wz} = 0,45R_{un} \approx 0,67R_y.$$

Таким образом,

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} \leq 0,95; \quad \frac{R_{wf}}{0,67R_y} \leq 1 \text{ при } R_{wf} \leq 0,7R_y,$$

т. е. электроды типа Э42 следует принимать при $R_y \leq 260$ МПа; Э42 и Э46 — при $260 < R_y \leq 290$ МПа; Э46, Э50 при $290 < R_y \leq 310$ МПа и выше.

Итак, *правильный выбор типа электродов в зависимости от класса прочности стали позволяет вести расчёт угловых швов только по сечению шва.*

Условие прочности угловых швов в общем случае представлено в виде формулы

$$\tau = \sqrt{(\tau_{Nx} + \tau_{Mx})^2 + (\tau_{Ny} + \tau_{My})^2} \leq R_{wf}\gamma_f,$$

т. е. максимум касательного напряжения определяется путём геометрического сложения напряжений от усилий в виде проекции на оси координат.

$$\tau_{N_x} = \frac{N_x}{A_w}; \quad \tau_{N_y} = \frac{N_y}{A_w}; \quad \tau_{M_x} = \frac{M_y}{I_{w_x} + I_{w_y}};$$

$$\tau_{M_y} = \frac{M_x}{I_{w_x} + I_{w_y}};$$

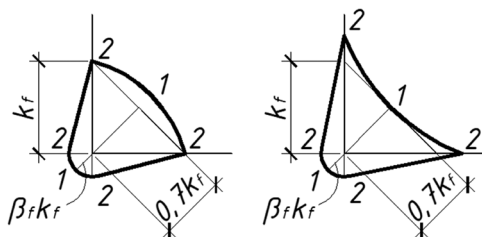


Рис. 1.2

A_w — расчётная площадь угловых швов в соединении; I_x и I_y — моменты инерции расчётного сечения по металлу шва; N_x , N_y и M — усилия, приложенные в центре тяжести угловых швов узла (силы по оси X , по оси Y и момент).

Рассмотрим наиболее простой случай таврового соединения двусторонним угловым швом фасонки с приложенными к ней усилиями N и V , для стыкового шва на рис. I.1. Итак,

$$N_x = N; N_y = V; M = Ne_y + Ve_x;$$

$$A_w = 2\beta_f k_f l_w; I = 2\beta_f k_f \frac{l_w^3}{12}; I_{wy} = 0; x = 0; -\frac{l_w}{2} \leq y \leq \frac{l_w}{2}.$$

Таким образом,

$$\tau_{Nx} = \frac{N}{2\beta_f k_f l_w}; \tau_{Ny} = \frac{V}{2\beta_f k_f l_w} \text{ и } \tau_{Mx} = \mp \frac{3M}{\beta_f k_f l_w^2}; \tau_{My} = 0.$$

Итак,

$$\tau_{1.2} = \sqrt{\left(\frac{N}{2\beta_f k_f l_w} \mp \frac{3M}{\beta_f k_f l_w^2}\right)^2 + \left(\frac{V}{2\beta_f k_f l_w}\right)^2} \leq R_{wf} \gamma_c; \gamma_c = 1.$$

Решив это условие прочности относительно l_w , для схемы на рис. I.1 получим

$$l_w = 0,35 \frac{|V|}{\beta_f k_f R_{wf}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \left(\frac{24e_i \beta_f k_f R_{wf}}{V}\right)^2}}; i = 1, 2, \quad (I.4)$$

где $e_1 = e_x + \frac{N}{V} \left(e_y - \frac{l_w}{6}\right)$; $e_2 = e_x + \frac{N}{V} \left(e_y + \frac{l_w}{6}\right)$, т. е. те же выражения, что и в формуле (I.3); $l \geq l_w + 1$ см.

Пример 1а

Исходные данные примера 1. Рассчитать двусторонний угловой шов, приняв $k_f = 0,8$ см и $R_{wf} = 18$ кН/см².

Решение

$e_1 = e_2 = e_x = 20$ см; $\beta_f = 0,7$ — ручная сварка;

$$l_w = 0,35 \frac{100}{0,7 \cdot 0,8 \cdot 18} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \left(\frac{24 \cdot 20 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18}{100}\right)^2}} = 24,4 \text{ см.}$$

Принимаем $l = 26$ см.

Пример 2а

Исходные данные примера 2. Рассчитать двусторонний угловой шов при $k_f = 1,0$ см и $R_{wf} = 18$ кН/см².

Решение

Приняв из примера 2 $e_2 = -41,7$ см, а также $\beta = 0,8$ — полуавтоматическая сварка, получим:

$$l_w = 0,35 \frac{300}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 18} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \left(\frac{24 \cdot 41,7 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 18}{300} \right)^2}} = 51,1 \text{ см.}$$

Принимаем $l = 53$ см в качестве предварительного результата.

Пример 3

Рассчитать сварное соединение столика из листа толщиной $t = 36$ мм с колонной на усилие $N = 1000$ кН. Материал колонны и столика — сталь С255 ($R_{un} = 37$ кН/см²). Приварка выполняется электродом типа Э46 ($R_{wf} = 20$ кН/см²; $R_{wz} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ кН/см²).

Решение

Задаемся катетом шва $k_f = 12$ мм (минимальное значение $k_f = 9$ мм или 10 мм при ручной сварке) и по СНиП принимаем при сварке в нижнем положении $\beta_f = 0,8$ и $\beta_z = 1,0$, т. е. $\beta_f R_{wf} = 0,8 \cdot 20 = 16$ кН/см².

Оставляем принятый тип электрода ($\beta_f R_{wf} < \beta_z R_{wz}$). Пренебрегая малым эксцентриситетом $e_0 \leq t/2 = 1,8$ см, определяем расчётную длину углового шва (лобового и двух фланговых), прикрепляющего столик:

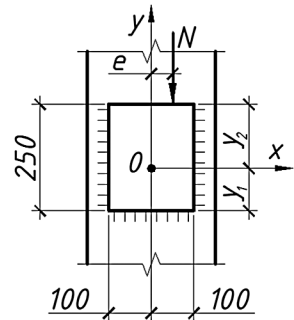
$$\sum l_w = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{1000}{0,8 \cdot 1,2 \cdot 20 \cdot 0,8} = 65,1 \text{ см,}$$

где коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,8$ учитывает неравномерную передачу усилия на торец столика по его ширине b_c со стороны опорного ребра балки из-за возможной непараллельности их строганных торцов (дефект изготовления).

С учётом непровара трёх швов ($\Delta l = 3$ см) принимаем размер столика $b_c h_c = 20 \cdot 25$ см. При этом длина флангового шва

$$l_w = h_c - 1 = 24 \text{ см} < 60 k_f = 72 \text{ см.}$$

Установим теперь, каково значение эксцентриситета e равнодействующей усилия N при принятом $\gamma_c = 0,8$. Для этого установим изгибающий момент относительно центра тяжести сварного шва $M = Ne$ при условии



$$\tau_{\max} = \sqrt{\tau_{M_x}^2 + (\tau_{M_y} + \tau_N)^2} = R_{wf} \gamma_c,$$

где $\tau_N = \frac{N}{\beta_f k_f \sum l_w} = \frac{1000}{0,8 \cdot 1,2 \cdot 67} = 15,55$ кН/см².

Положение центра тяжести сварного шва:

$$y_1 = \frac{2 \cdot 25 \cdot 12,5}{70} = 8,93 \text{ см; } y_2 = 25 - 8,93 = 16,07 \text{ см.}$$

Таким образом, если от N касательные напряжения условно считаются равномерно распределенными по длине швов, то максимальные касательные напряжения от M будут находиться в верхних точках, т. е. при $x = 10$ см и $y = 16$ см; $\sqrt{x^2 + y^2} = 18,87$ см. При этом

$$\tau_{M_x} = M \frac{y}{I_x + I_y}; \quad \tau_{M_y} = M \frac{x}{I_x + I_y};$$

$$I_x = 2 \cdot 24 \cdot 0,8 \cdot 1,2(12,5 - 8,93)^2 + 2 \frac{0,8 \cdot 1,2 \cdot 24^3}{12} + 0,8 \cdot 1,2 \cdot 19 \cdot 8,93^2 = 4254 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2 \cdot 24 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 10^2 + \frac{0,8 \cdot 1,2 \cdot 19^3}{12} = 5157 \text{ см}^4; \quad I_x + I_y = 9411 \text{ см}^4.$$

Следовательно, условие прочности можно записать в виде

$$\sqrt{M^2 \frac{x^2 + y^2}{(I_x + I_y)^2} + 2M \frac{x\tau_N}{I_x + I_y} + \tau_N^2} = R_{wf}\gamma_c,$$

откуда $M^2 + 8222M - 6273^2 = 0$; $M = 3389$ кН/см, $e = M/N = 3389/1000 = 3,39$ см $\approx b_c/6$.

Таким образом, требуемая толщина опорного ребра балки при $b_0 = b_c$

$$t_0 = \frac{N}{b_0 R_u} \left(1 + \frac{6e}{b_0} \right) = \frac{1000 \cdot 2}{20 \cdot 36} = 2,77 \text{ см.}$$

Принимаем $t_0 = 2,8$ см, так что $t_0 < t = 3,6$ см.

Таким образом, принятое значение $\gamma_c = 0,8$ является верным, так как эпюра контактного давления оказалась треугольной как предельная ситуация. Заметим, что среднее расчётное значение касательного напряжения в центре лобового шва составит

$$\tau_{x=0} = \sqrt{\tau_N^2 + \left(M \frac{l_1}{I_x + I_y} \right)^2} = \sqrt{15,55^2 + \left(3389 \frac{8,93}{9411} \right)^2} = 18,76 \text{ кН/см}^2 < R_{wt},$$

что благоприятно скажется на его работе как перегруженного участка углового шва. Поэтому, когда фланговые швы столика становятся длинными ($l_w > 25$ см), следует дополнительно учитывать лобовой шов как комбинированное соединение.

1.1.4. Выбор стали

При выборе стали следует руководствоваться двумя главными условиями проектирования: высокая надёжность и экономичность конструкций.

При этом принимается во внимание:

а) класс ответственности здания, регламентируемый «Правилами учёта степени ответственности» и предусматривающий три класса (класс 1 — уникальные здания и закрытые пространства с постоянным нахождением людей или дорогостоящего оборудования; класс 3 — склады малоценных нестратегических материалов, временные здания и т. п.; всё остальное — класс 2; заметим, что соответствующие коэффициенты надёжности $\gamma_n \geq 1$; $\gamma_n = 0,95$; $\gamma_n = 0,9$;

б) категория конструкции и элементов, определяемая их назначением и важностью последствий наступления предельного состояния:

А — основные несущие либо ограждающие с функциями несущих конструкций, достижение предельного состояния которых приводит к полной непригодности дальнейшей эксплуатации;

Б — те же конструкции, но с последствиями в виде затруднения нормальной эксплуатации здания или сооружения;

В — вспомогательные несущие и ограждающие конструкции, достижение предельных состояний которых не приводит к нарушениям требований по эксплуатации, но недопустимы по эстетико-психологическим соображениям;

в) вероятность усталостного и хрупкого разрушения при напряженном состоянии трех категорий:

І — непосредственное воздействие динамических нагрузок на конструкцию и элементы;

ІІ — образование в конструкции и элементах опасных зон объёмных и плоских растягивающих напряжений при одновременном действии других неблагоприятных факторов (высокие напряжения или скорость их изменения, низкая температура, концентраторы напряжений и пр.);

ІІІ — на достижение предельного состояния влияние динамической нагрузки или сложного напряженного состояния незначительно или отсутствует.

Важнейшим критерием качества стали является её склонность к хрупкому разрушению, которое косвенно определяется испытанием стандартных образцов с концентратором на ударную вязкость — A , Дж/см², на маятниковом копре уже 150 лет. Категория стали определяется этим способом при разных температурах и указывается номером, повышающимся с увеличением ударной вязкости стали при низких температурах, от старения и пр. Наступление порога хладноломкости стали — температуры при $A = 30$ Дж/см² — означает, что эту сталь нужно исключить из применения (при соответствующей температуре и ниже).

Выбор группы конструкции, для которой назначается сталь определённого качества по СНиП II-23-81*, осуществляется по интегральному показателю $S = \sum S_i$, учитывающему совокупность всех факторов в зависимости от их балльности, указанной в табл. 1.1: группа 1 при $S > 26$; группа 2 при $23 \leq S \leq 26$; группа 3 при $19 \leq S \leq 22$; группа 4 при $S \leq 18$.

Фактор и его показатели

Таблица 1.1

Фактор	Обозначение	Характеристика	Баллы
Класс ответственности	S_1	1	4
		2, 3	0
Категория по назначению	S_2	А	11
		Б	4
		В	1
Категория по напряженному состоянию	S_3	І	8
		ІІ	5
		ІІІ	1
Наличие растяжения	S_4	Есть	7
		Нет	2
Влияние сварки	S_5	Есть	6
		Нет	2
Примечание. Сварка учитывается, если она расположена в местах действия значительных растягивающих напряжений.			

Пример 4

Определить группу конструкции для сварной подкрановой балки открытого склада угля электростанции в климатическом районе II ($t > -40$ °С).

При этом класс ответственности $S_1 = 2$; категория по назначению $S_2 = A$; категория по напряженному состоянию $S_3 = I$; наличие растяжения — есть в нижнем поясе; влияние сварки — есть. В результате $S = 0 + 11 + 8 + 7 + 6 = 32 > 26$.

Следовательно, конструкция имеет группу 1 и в соответствии с табл. 50* СНиП II-23-81* необходимо принять наиболее качественную строительную сталь в виде спокойной малоуглеродистой (марки 18 Гсп; ВспЗсп5) или низколегированной (марки 09Г2С12; 14Г212) и т. д., где цифры 5, 12 и т. д. — категории стали, а марки определяются их химическим составом (С — кремний, Г — марганец, Д — медь, Н — никель и т. д.). Здесь «сп» означает, что малоуглеродистая сталь является спокойной, т. е. бездефектной, что достигается её раскислением посредством кремния (0,15–0,30 %).

Грандиозное строительство металлоконструкций в СССР в послевоенный период (6–8 млн тонн в год) и наличие обширной номенклатуры марок стали создали организационные трудности в проектировании и изготовлении МК. Так, указанные в проектах марки стали оказывались дефицитными в районе строительства при заказе стали и поэтому приходилось в срочном порядке производить его переоформление с использованием более качественной и дорогой марки, что приводило в масштабах страны к существенным экономическим потерям (до 3–4 %).

Поэтому в 70–80-х годах прошлого века возникло понятие классы сталей С38/23, С46/33 и С60/43, которыми обозначались малоуглеродистые, низколегированные и высокопрочные стали, где верхние и нижние цифры означали соответствующие расчётные значения пределов прочности и текучести в кгс/мм².

С появлением ГОСТ 27772–88 заказ стали стал выполняться не по маркам, а по классам стали, представляющим собой группировки по прочностным показателям нескольких марок. В строительстве приняты три группы классов стали: малоуглеродистых сталей — С235, С245, С255, С275, С285; низколегированных сталей — С345, С345К, С375, С390, С390К и высокопрочных сталей — С440, С590, С590К, где цифрой обозначен нормативный предел текучести R_{yn} , МПа, при толщине листа и проката, как правило, 10–20 мм, а буквой «К» — коррозионная стойкость стали, обеспечиваемая повышенным содержанием меди. При этом С235 включает марки ВСтЗкп2, ВСтЗкп2–1, 18кп; С245 — ВСтЗпс6, ВСтЗпс6–1, 18пс; С255 — ВСтЗсп5, ВСтЗГпс5, ВСтЗпс6, ВСтЗсп5–1, ВСтЗГпс5–1, 18сп, 18Гпс, 18Гсп и т. д. Здесь «кп» — сталь кипящая (кремния $\leq 0,07$ %); «пс» — полуспокойная, «сп» — спокойная.

Взамен табл. I.1 в действующих нормах (СНиП II-23-81*) рассматриваются четыре группы конструкций в зависимости от условий эксплуатации:

1) сварные конструкции, работающие в особо тяжёлых условиях, представленных в примере 4;

2) сварные конструкции при действии на них статических нагрузок, вызывающих растягивающие напряжения, а также конструкции группы 1 при отсутствии сварных соединений; при этом используются чаще всего малоуглеродистые стали классов С245 и С255, а также низколегированные стали категории 6 при $t > -40$ °С.