

**Кыргыз Республикасынын
Министрлер Кабинетине
караштуу
Архитектура, курулуш жана
турак жай-коммуналдык
чарба мамлекеттик агенттиги**



**Государственное агентство
архитектуры, строительства
и жилищно-коммунального
хозяйства при Кабинете
Министров
Кыргызской Республики**

БУЙРУК ПРИКАЗ

26 декабря 2022 г. № 60-нпа

г. Бишкек

Об утверждении строительных норм Кыргызской Республики СН КР 31-08:2022 «Школьные здания. Нормы проектирования», СН КР 52-02:2022 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» и СН КР 53-01:2022 «Стальные конструкции. Нормы проектирования»

В целях совершенствования норм по проектированию школьных зданий стальных, бетонных, железобетонных изделий и конструкций, руководствуясь постановлением Правительства Кыргызской Республики «О делегировании отдельных нормотворческих полномочий Правительства Кыргызской Республики государственным органам и исполнительной власти» от 15 сентября 2014 года № 530 и Положением о Государственном агентстве архитектуры, строительства и жилищно-коммунального хозяйства при Кабинете Министров Кыргызской Республики (далее – Госстрой), утвержденным постановлением Кабинета Министров Кыргызской Республики от 25 июня 2021 года № 44, **приказываю:**

1. Утвердить строительные нормы СН КР 31-08:2022 «Школьные здания. Нормы проектирования», СН КР 52-02:2022 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» и СН КР 53-01:2022 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» согласно приложениям.

2. Государственному институту сейсмостойкого строительства и инженерного проектирования при Госстрое:

- принять меры по официальному опубликованию настоящего приказа в соответствии с постановлением Правительства Кыргызской Республики «Об источниках официального опубликования нормативных правовых актов Кыргызской Республики» от 26 февраля 2010 года № 117;

- в течение трех рабочих дней со дня официального опубликования направить копию настоящего приказа в двух экземплярах на государственном и официальном языках, на бумажном и электронном носителях, с указанием источника опубликования указанного приказа в Министерство юстиции Кыргызской Республики для включения в

государственный реестр нормативных правовых актов Кыргызской Республики;

- в течение трех рабочих дней со дня вступления в силу настоящего приказа направить в Кабинет Министров Кыргызской Республики для информации.

4. Отменить действие на территории Кыргызской Республики СНиП КР 31-08:2013 «Школьные здания», СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции» и СНиП II-23-81* «Стальные конструкции» со дня вступления в силу настоящего приказа.

5. Настоящий приказ вступает в силу с 1 февраля 2023 года.

6. Контроль за исполнением настоящего приказа возложить на заместителя директора Госстроя М.Б. Адиева.

Директор



Н.А. Джетыбаев



БУЙРУК ПРИКАЗ

2022-жылдын 26-декабры № 60-нпа

Бишкек ш.

**КР КЧ 31-08:2022 «Мектеп имараттары. Долбоорлоо ченемдери»,
КР КЧ 52-02:2022 «Бетон жана темир-бетон конструкциялары.
Негизги жоболор» жана КР КЧ 53-01:2022 «Болот конструкциялары.
Долбоорлоо ченемдери» Кыргыз Республикасынын курулуш
ченемдерин бекитүү тууралуу**

Мектеп имараттарын, болот, бетон, темир-бетон буюмдарын жана конструкцияларын долбоорлоо боюнча курулуш стандарттарын жакшыртуу максатында, Кыргыз Республикасынын Өкмөтүнүн 2014-жылдын 15-сентябрындагы № 530 «Кыргыз Республикасынын Өкмөтүнүн айрым ченем жаратуу ыйгарым укуктарын мамлекеттик органдарга жана жергиликтүү өз алдынча башкаруунун аткаруучу органдарына өткөрүп берүү жөнүндө» токтомун жана Кыргыз Республикасынын Министрлер Кабинетинин 2021-жылдын 25-июнундагы №44 токтому менен бекитилген Кыргыз Республикасынын Министрлер Кабинетине караштуу Архитектура, курулуш жана турак жай-коммуналдык чарба мамлекеттик агенттиги (мындан ары – Мамкурулуш) жөнүндө Жобону жетекчиликке алуу менен, **буйрук кылам:**

1. КР КЧ 31-08:2022 «Мектеп имараттары. Долбоорлоо ченемдери», КР КЧ 52-02:2022 «Бетон жана темир-бетон конструкциялары. Негизги жоболор» жана КР КЧ 53-01:2022 «Болот конструкциялары. Долбоорлоо ченемдери» Кыргыз Республикасынын курулуш ченемдери тиркемеге ылайык бекитилсин.

2. Мамкурулуштун алдындагы Жер титирөөгө туруктуу курулуш жана инженердик долбоорлоо мамлекеттик институту:

- Кыргыз Республикасынын Өкмөтүнүн 2010-жылдын 26-февралындагы №117 «Кыргыз Республикасынын ченемдик укуктук акттарын расмий жарыялоо булактары жөнүндө» токтомуна ылайык ушул буйруктун расмий жарыяланышы боюнча чара көрсүн;

- буйрук расмий жарыяланган күндөн тартып үч жумуш күндүн ичинде буйруктун көчүрмөсү эки нускада мамлекеттик жана расмий тилдерде, кагаз жана электрондук түрдө, аталган ченемдик укуктук актыны жарыялаган булакты көрсөтүү менен ченемдик укуктук актылардын мамлекеттик реестрине киргизүү үчүн Кыргыз Республикасынын Юстиция министрлигине жиберилсин;

- ушул буйрук күчүнө кирген күндөн тартып үч жумуш күндүн ичинде маалымат үчүн Кыргыз Республикасынын Министрлер Кабинетине жөнөтүлсүн.

3. Кыргыз Республикасынын аймагында КР КЧжЭ 31-08:2013 «Мектеп имараттар. Долбоорлоонун ченемдери (нормалары)» КЧжЭ 2.03.01-84* «Бетон жана темир-бетон конструкциялары» жана КЧжЭ II-23-81* «Болот конструкциялары. Долбоорлоо ченемдери» ушул буйрук күчүнө кирген күндөн тартып күчүн жоготсун.

4. Ушул буйрук 2023-жылдын 1-февралынан тартып күчүнө кирет.

5. Ушул буйруктун аткарылышын контролдоо Мамкурулуштун директорунун орун басары М.Б. Адиевге жүктөлсүн.

Директор



Н.А. Джетыбаев

Курулуштагы ченемдик документтер тутуму
КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН КУРУЛУШ ЧЕНЕМДЕРИ

Система нормативных документов в строительстве
СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

**БОЛОТ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫ.
ДОЛБООРЛОО ЧЕНЕМДЕРИ
КР КЧ 53-01:2022**

**СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.
НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
СН КР 53-01:2022**

Актуализированная редакция СНиП II–23-81*
КЧжЭ II–23-81* жаңыртылган редакциясы

Расмий басылма
Издание официальное

КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН МИНИСТРЛЕР КАБИНЕТИНЕ КАРАШТУУ
АРХИТЕКТУРА, КУРУЛУШ ЖАНА ТУРАК ЖАЙ-КОММУНАЛДЫК ЧАРБА
МАМЛЕКЕТТИК АГЕНТТИГИ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ АГЕНТСТВО
АРХИТЕКТУРЫ, СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
ПРИ КАБИНЕТЕ МИНИСТРОВ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

БИШКЕК 2022

Сөз башы

1 Кыргыз Республикасынын Министрлер Кабинетине караштуу Архитектура, курулуш жана турак жай-коммуналдык чарба мамлекеттик агенттигинин (Мамкурулуш) Жер титирөөгө туруктуу курулуш жана инженердик долбоорлоо мамлекеттик институту (ЖТКИДМИ) тарабынан ЖАҢЫРТЫЛГАН

2 Мамкурулуштун Архитектура жана техникалык ченемдештирүү башкармалыгы тарабынан КИРГИЗИЛДИ

3 Кыргыз Республикасынын Өкмөтүнүн 2014-жылдын 15-сентябрындагы №530 токтомуна ылайык берилген ыйгарым укуктардын негизинде Мамкурулуштун 2022-жылдын 26-декабрында № 60-нпа буйругу менен БЕКИТИЛИП, 2023-жылдын 1-февралынан тартып ИШКЕ КИРГИЗИЛДИ

4 Кыргыз Республикасынын Юстиция министрлиги тарабынан Нормативдик укуктук актыларынын мамлекеттик реестрине 2023-жылдын 13-январындагы № 239 менен КАТТАЛДЫ

5 КЧжЭ II-23-81* «Болот конструкциялары»нын ОРДУНА

Мамкурулуштун уруксатысыз ушул курулуш ченемдеринин расмий басылма катары толугу менен же жарым-жартылай көчүрмөсүн жасоого, аларды тираждоого жана таратууга болбойт.

© Мамкурулуш, 2022

Ушул курулуш ченемдеринин жоболору кайра каралган (алмаштырылган) же жокко чыгарылган учурда, тиешелүү билдирме белгиленген тартипте жарыяланат. Тийиштүү маалымат, билдирмелер жана тексттер жалпы колдонгон маалыматтык тутумдарда – иштеп чыгуучунун расмий сайтында жайгаштырылат.

Мазмуну

1	Колдонуу чөйрөсү	1
2	Ченемдик шилтемелер	2
3	Терминдер жана аныктамалар	3
4	Жалпы жоболор	5
4.1	Конструкцияларга болгон негизги талаптар	5
4.2	Негизги эсептик талаптар	6
4.3	Конструкциялардын максатын жана иштөө шарттарын эсепке алуу	9
5	Конструкциялар жана бирикмелер үчүн материалдар	13
6	Материалдардын жана бирикмелердин эсептик мүнөздөмөлөрү	15
7	Борбордук чоюууда жана кысууда болот конструкцияларынын элементтерин эсептөө	20
7.1	Бүтүн бөлүктүн элементтерин эсептөө	20
7.2	Өтмө кесилиштердин элементтерин эсептөө	25
7.3	Бүтүн кесилиштин борбордук кысылган элементтеринин дубалдарынын жана жээк листтеринин туруктуулугун текшерүү	30
8	Ийилүүдө болот конструкцияларынын элементтерин эсептөө	37
8.1	Эсептөөнүн жалпы жоболору	37
8.2	Бүтүн кесилиштин ийилүүчү элементтеринин бекемдүүлүгүн эсептөө	37
8.3	Бүтүн кесилиштеги кран жолдорунун устундарынын бекемдигин эсептөө	44
8.4	Бүтүн кесилиштин ийилүү элементтеринин жалпы туруктуулугун эсептөө	46
8.5	Бүтүн кесилиштин ийилүүчү элементтеринин дубалдарынын жана жээк листтеринин туруктуулугун текшерүү	50
8.6	Тирөөчү плиталарды эсептөө	64
9	Ийүүчү узунунан кеткен күч үстөмдүгүндөгү болот конструкцияларынын элементтерин эсептөө	65
9.1	Бүтүн кесилиш элементтеринин бекемдигин эсептөө	65
9.2	Бүтүн кесилиш элементтеринин туруктуулугун эсептөө	66
9.3	Өтмө кесилиш элементтеринин туруктуулугун эсептөө	73
9.4	Дубалдардын жана жээктердин туруктуулугун текшерүү	75
10	Болоттон жасалган конструкциялардын элементтеринин болжолдуу узундугу жана ийкемдүүлүгү	81

10.1	Жалпак фермалардын элементтеринин, мамылардын бутактарынын жана байланыштардын эсептелген узундугу*	81
10.2	Мейкиндик торлуу конструкциялардын, анын ичинде түзүмдүк конструкциялардын элементтеринин эсептик узундуктары	85
10.3	Колонналардын (мамылардын) эсептик узундугу	90
10.4	Элементтердин чектүү ийкемдүүлүгү	96
11	Лист конструкцияларын эсептөө	100
11.1	Бекемдигин эсептөө	100
11.2	Туруктуулукту эсептөө	102
12	Болот конструкцияларынын элементтеринин чарчоосун эсептөө	107
12.1	Эсептөөнүн жалпы жоболору	107
12.2	Кран жолдорунун устундарын эсептөө	109
13	Морт сынууну болтурбоону эске алуу менен болот конструкцияларын долбоорлоо	110
14	Болот конструкцияларынын бирикмелерин долбоорлоо	114
14.1	Ширетилген бирикмелер	114
14.2	Буроолуу бирикмелер	122
14.3	Фрикциялык бирикмелер (контролдук тартыла турган буроолордо)	128
14.4	Курама устундардагы жээктүү бирикмелер	131
15	Имараттарды, курулмаларды жана конструкцияларды долбоорлоо боюнча талаптар	133
15.1	Температуралык жиктердин ортосундагы аралыктар	133
15.2	Фермалар жана жабуулардын түзүмдүк плиталары	135
15.3	Колонналар	136
15.4	Байланыштар	137
15.5	Устундар	141
15.6	Кран жолдорунун устундары	143
15.7	Лист конструкциялары	143
15.8	Асма жабуулар	144
15.9	Фланец бирикмелери	145
15.10	Фрезерленген учтары бар байланыштар	148
15.11	Монтаждык бекиткичтер	149
15.12	Тирөөчү бөлүктөр	150
16	Электр берүүнүн аба линияларынын, ачык бөлүштүрүүчү түзүлүштөрдүн жана транспорттун байланыш тармактарынын тирөөчү конструкцияларын долбоорлоо боюнча талаптар	150
17	Бийиктиги 500 метрге чейинки байланыштын антенналык	

	курулмаларынын конструкцияларын долбоорлоо боюнча талаптар	162
18	Реконструкциялоодо имараттардын жана курулмалардын конструкцияларын долбоорлоо боюнча талаптар	166
18.1	Жалпы жоболор.....	166
18.2	Болоттун жана бирикмелердин эсептик мүнөздөмөлөрү	167
18.3	Конструкцияларды бекемдөө.....	170
А тиркеме	Чондуктарды белгилөөнүн негизги тамгалары.....	178
Б тиркеме	Болот конструкциялары үчүн материалдардын физикалык мүнөздөмөлөрү	183
В тиркеме	Болот конструкциясы үчүн материалдар жана алардын эсептик каршылыктары	185
Г тиркеме	Болот конструкцияларынын бирикмелери үчүн материалдар	197
Д тиркеме	Борбордук жана борбордон тышкары кысылган элементтердин туруктуулугун эсептөө үчүн коэффициенттер	203
Е тиркеме	Пластикалык майышуулардын өнүгүүсүн эске алуу менен конструкциялардын элементтерин эсептөө үчүн коэффициенттер	215
Ж тиркеме	Ийилүүдөгү туруктуулук коэффициенти φ_B	218
И тиркеме	Тепкичтүү колонналардын участокторунун эсептик узундугунун коэффициенттери	226
К тиркеме	Элементтердин чарчоосун эсептөөгө	233

Кириш сөз

Ушул ченемдер Кыргыз Республикасынын аймагындагы имараттардын жана курулмалардын болот конструкцияларын долбоорлоо боюнча негизги жоболорду камтыйт. КЧжЭ II-23-81* актуалдаштыруу ишенимдүүлүктүктүн, узакка чыдамдуулуктун жана үнөмдүүлүктүн зарыл болгон талаптарына жооп берген долбоорлоонун, ошондой эле болот конструкцияларынын эсептөөлөрүндө ишке ашырылуучу материалдарды жана аны коштоочу продукцияларды пайдалануунун, алардын мүнөздөмөлөрүнүн жалпы критерийлерин жана методдорун камсыз кылуу максатында аткарылган.

Ишенимдүүлүктүн, узакка чыдамдуулуктун жана үнөмдүүлүктүн зарыл болгон талаптарына жооп берген долбоорлоонун жалпы критерийлерин жана методдорун; конструкцияларды долбоорлоо процессин бирдиктүү түшүнүүнү; мүчө мамлекеттердин ортосунда курулуш жаатында кызмат көрсөтүүлөр менен алмашууну жөнөкөйлөтүүнү; мүнөздөмөлөрү долбоорлоо боюнча эсептөөлөрдө колдонулган курулуш материалдарын жана аны коштоочу продукцияларды маркетингин жана пайдаланылышын жеңилдетүүнү, ошондой эле металлопрокаттын профилдерин даярдоо боюнча өздүк өндүрүштүк базанын (металлургия өнөр жайынын) жоктугун, Кыргыз Республикасынын КМШ өлкөлөрүнүн стандартташтыруу, метрология жана сертификациялоо боюнча мамлекеттер аралык кеңешине катышуусун, ошондой эле Россия Федерациясынын алдыңкы илимий-изилдөө жана долбоорлоо уюмдары менен курулушту долбоорлоо чөйрөсүндө кызматташтыктын көп жылдык тажрыйбасын эске алуу менен ушул ченемдердин негизи катарында КЧжЭ II-23-81* жана КЭ 16.13330.2017 эрежелеринин топтому кабыл алынган.

Ченемдерди актуалдаштырууга төмөнкүлөр катышкан: Жер титирөөгө туруктуу курулуш жана инженердик долбоорлоо мамлекеттик институту ЖТКИДМИ – т.и.к. А.Ж. Сыдыков, т.и.к. Г.В. Косивцов, инж. Ж.К. Тайлакова, А.Т. Жолбулакова, Ельцин атындагы Кыргыз-Орус Славян университети – т.и. д., профессор В.С. Семенов Жер титирөөгө туруктуу курулуш боюнча эксперттердин эл аралык ассоциациясы т.и.д. У.Б. Бегалиев, т.и.к. М.К. Абдыбалиев, Кучеренко атындагы ЦНИИСК АК ИИБ «Строительство», Москва ш. т.и.д., проф. И.И. Ведяков, т.и.к. Д. В. Конин.

КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН КУРУЛУШ ЧЕНЕМДЕРИ

Курулуштагы ченемдик документтердин системасы

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Болот конструкциялары. Долбоорлоо ченемдери

Steel structures. Design standards

КЧЖЭ II-23-81*

жаңыртылган редакциясы

Ишке киргизүү датасы – 2023.02.01

1 Колдонуу чөйрөсү

1.1 Ушул курулуш ченемдери ар кандай багыттагы имараттардын жана курулмалардын темир курулуш конструкцияларын долбоорлоого жана эсептөөгө талаптарды белгилейт.

Ушул курулуш ченемдери көпүрөлөрдүн, транспорттук тоннелдердин жана жээктердин астындагы түтүктөрдүн темир конструкцияларын долбоорлоого жайылтылбайт.

1.2 Пайдалануунун өзгөчө шарттарында турган болот конструкцияларын (домен мештеринин конструкцияларын; магистралдык жана технологиялык түтүктөрүн, атайын багыттагы резервуарларды; сейсмикалык таасирлерге, өрттүн, температуранын, радиациянын, агрессивдүү чөйрөнүн интенсивдүү таасирине дуушар болгон имараттардын конструкцияларын; гидротехникалык жана мелиорациялык курулмалардын конструкцияларынын), уникалдуу имараттардын жана курулмалардын, атомдук электр станциялардын имараттарынын конструкцияларын, ошондой эле атайын түрдөгү конструкцияларды (мисалы, алдын ала чыңалган, мейкиндиктүү, асма, болот-темир бетон, муздак басылган цинктелген профилдерден жасалган жука болот жана өзү тешип өтүүчү бурамалары бар гофрленген листтер) долбоорлоодо ушул конструкциялардын иштөө өзгөчөлүктөрү чагылдырылган тиешелүү ченемдик документтерде каралган талаптарды сактоо керек.

2 Ченемдик шилтемелер

КР КЧ 20-02:2018* Жер титирөөгө туруктуу курулуш. Долбоорлоо ченемдери;

КР КЭ 10-102: 2020 * Курулуш терминологиясы;

КР КЧжЭ 23-02-00 Курулуш климатологиясы;

КР КЧжЭ 52-01:2009 Жүк көтөрүүчү жана тосуучу конструкциялар;

КЧжЭ 2.01.07-85* Жүктөмдөр жана таасирлер;

КЧжЭ 2.02.01-83* Имараттардын жана курулмалардын пайдубалы;

КЧжЭ 2.03.11-85* Курулуш конструкцияларын дат басуудан коргоо;

КЧжЭ 2.05.03-84* Көпүрөлөр жана түтүктөр;

КЧжЭ 2.09.03-85 Өндүрүштүк ишканалардын курулмалары;

МАСТ 19425-74 Эки жагы тең кырдуу устундар жана атайын болоттон жасалган швеллерлер. Сортамент;

МАСТ 27751-2014 Курулуш конструкцияларынын жана негиздеринин ишенимдүүлүгү. Негизги жоболор;

МАСТ 27772-88* Курулуш болот конструкциялары үчүн прокат. Жалпы техникалык шарттар;

МАСТ 28548-90 Болот түтүктөрү. Терминдер жана аныктамалар;

МАСТ Р 54864-2016 Ширетилген болот курулуш конструкциялары үчүн ысытылып формага салынган болоттон жасалган түтүктөр. Техникалык шарттар;

МАСТ Р 57837-Текчелеринин паралелдүү кырлары бар ысык жабылган болот коштаврлар. Техникалык шарттар;

МАСТ Р 58064-2018 Курулуш конструкциялары үчүн ширетилген болот түтүктөрү. Техникалык шарттар;

МАСТ Р ИСО 857-1-2009 Ширетүү жана ага байланыштуу процесстер. Сөздүк 1-бөлүк, Металлдарды ширетүү процесстери. Терминдер жана аныктамалар;

МАСТ Р ИСО 17659-2009 Ширетүү. Ширетип бириктирүү үчүн көп тилдүү терминдер.

Э с к е р т ү ү – Ушул курулуш ченемдерин колдонууда шилтемелик документтердин ишаракетин жалпы колдонуудагы маалыматтык тутумдан – Интернет тармагындагы стандартташтыруу чөйрөсүндөгү органдын расмий сайтынан же ушул жылдын 1-январына карата абалында жарыяланган үч бөлүктөн турган (Курулуш каталогу 1-бөлүк, Курулуш каталогу 2-бөлүк, Курулуш каталогу 3-бөлүк) КК-1 Курулуш Каталогунан (Көрсөткүч) текшерген максатка ылайыктуу.

Эгерде күнү берилбеген шилтемеси бар шилтемелик документ алмаштырылган болсо, анда ошол документтин иштеп жаткан версиясын ошол версияга киргизилген бардык өзгөртүүлөрдү эске алуу менен колдонуу керек. Эгерде күнү берилген шилтемеси бар шилтемелик документ алмаштырылган болсо, анда ошол документтин бекитүү (кабыл алуу) жылы жогоруда көрсөтүлгөн версиясын колдонуу керек. Эгерде ушул курулуш ченемдерин

бекиткенден кийин, күнү берилген шилтемеси бар шилтемелик документке шилтеме берилген жобого тийиштүү өзгөртүү киргизилген болсо, анда ошол жобону берилген өзгөртүүнү эске алуусуз колдонуу керек. Эгерде шилтемелик документ алмаштыруусуз жокко чыгарылган болсо, анда ага шилтеме берилген жобону, ошол шилтемеге тиешесиз бөлүгүндө колдонуу керек. Ченемдер менен эрежелердин иш-аракеттери жөнүндө маалыматтарды техникалык регламенттер менен стандарттардын маалыматтык корунан текшерген максатка ылайыктуу.

3 Терминдер жана аныктамалар

Ушул курулуш ченемдеринде КР КЭ 10-102, МАСТ 2601, МАСТ Р ИСО 857-1, МАСТ Р ИСО 17659 жана МАСТ 28548 боюнча терминдер жана аныктамалар, ошондой эле тиешелүү аныктамалары бар төмөнкү терминдер колдонулду.

1 авариялык абал: Өзгөчө жооптуу элементтердин жана бирикмелердин конструкциялардын бузулуу коркунучун туудурган жана жалпы объекттин туруктуулугун жоготууга алып келиши мүмкүн болгон жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгүнүн жоголушу жөнүндө күбөлөндүргөн кемчиликтер жана жабыркоолор болгон учурда.

2 ченемдик абал: Кемчиликтер жана жабыркоолор жок болгон жана долбоордук документтердин бардык талаптары колдонуудагы ченемдерге жана улуттук стандарттарга ылайык келген учурда.

3 конструкциялардын жана конструкциялардын элементтеринин иштөө шарттарынын коэффициент: Каршылыктын эсептик моделинин белгисиздигин, ошондой эле айрым учурларда таасирдин эсептик моделинин жана/же таасирдин эффектисинин белгисиздигин эске алган жеке коэффициент.

4 болоттун бекемдиги: Жүктүн же башка факторлордун таасири астында пайда болгон ички чыңалууларга жана майышууларга каршылык көрсөтүү жөндөмдүүлүгүнүн мүнөздөгөн болоттун механикалык касиети.

Э с к е р т ү ү – Болоттун бекемдигинин негизги мүнөздөмөлөрү катарында туруктуулук жана бекемдик чеги эсептелет.

5 ишке жарамдуу абал: Локалдуу мүнөздөгү кемчиликтер жана жабыркоолор болгон учурда, алар андан ары өнүгүүдө башка элементтердин жана жалпы эле конструкциялардын жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгүнө таасирин тийгизе албайт жана конкреттүү шарттарда имаратты же курулманы кадимкидей пайдаланууга чек койбойт.

6 болоттун бекемдигинин эсептик мааниси: Болоттун бекемдигинин мүнөздүү маанисинин көрсөткүчүнүн материал боюнча жеке коэффициентке болгон катышы же сыноолор аркылуу аныкталган маани.

7 эсептелген узундук: Каралып жаткан элемент же анын кесиндиси сыяктуу эле туруктуулукту жоготуунун кооптуу күчүнө ээ болгон учтары шарнир менен байланган элементтин шарттуу узундугу.

Э с к е р т ү ү – Болоттун бекемдигинин негизги мүнөздөмөсү болуп ийилүүчү жана тартылуу күчү саналат.

8 чектүү ишке жөндөмдүүлүк: Конструкциялардын күтүүсүз бузулушуна же туруктуулугун жоготууга коркунуч туудурбаган, бирок имаратты (курулманы) пайдаланууну камсыз кылуу үчүн конструкциялардын абалына, аларды пайдалануунун узактыгына, технологиялык процесстердин параметрлерине контроль зарыл болгондо (мисалы, көпүрө крандарынын жүк көтөрүмдүүлүгүн чектөө) же (зыянды өнүктүрүүдө) же конструкцияларды күчөтүү талап кылынганда андан ары конструкциялардын башка элементтеринин жана түйүндөрүнүн жабыркоосуна алып келиши мүмкүн болгон кемчиликтер жана бузулуулар болгон учурда.

9 болоттун бекемдигинин мүнөздүү мааниси: Туруктуулук же бекемдик чегинин маанилерин статистикалык бөлүштүрүүнүн 5% квантили катары аныкталган болоттун бекемдигинин көрсөткүчүнүн мааниси (0,95 камсыз кылуу менен).

10 конструкциялык каршылык: Материалдык каршылык чектик абалдар үчүн конструкцияларды долбоорлоо методунда эске алынат.

11 болоттун бекемдигинин эсептик мааниси: Болоттун бекемдигинин мүнөздөмө маанисинин индексинин материал үчүн жарым-жартылай коэффициентке катышы же сыноо жолу менен аныкталган маани.

12 эсептик узундугу: Каралып жаткан элемент же анын сегменти сыяктуу туруктуулукту жоготуу үчүн критикалык күчкө ээ болгон шарнир менен бекитилген мүчөнүн шарттуу узундугу.

13 мамычалардын эсептик узундугу: Эсептелген конструкцияны тирөөчкө же таянычка бекитүү ыкмасына жараша болот.

14 ширетилген кошулмалар: Бир тектүү же окшош эмес материалдардан жасалган анын түзүүчү элементтери бири-бирине ширетүү жолу менен туташтырылган конструкциянын же буюмдун кесилиши.

15 жарым-жартылай эксплуатациялуу: Конструкциялардын күтүлбөгөн жерден бузулуу же туруктуулугун жоготуу коркунучун туудурбаган, бирок кийинчерээк башка элементтерге жана конструкциялык бирдиктерге зыян келтириши мүмкүн болгон кемчиликтер жана бузулуулар болгондо, же (бузулган учурда) имараттын (курулуштун) эксплуатациясын камсыз кылуу үчүн конструкциялардын абалын, алардын иштөө узактыгын, технологиялык процесстердин параметрлерин (мисалы, крандардын жүк көтөрүмдүүлүгүн чектөө) кооптуу категорияга киргизүү) же конструкцияларды бекемдөө талап кылынат.

16 болоттун бекемдигинин мүнөздөмөсү: Болоттун бекемдигинин мүнөздөмө көрсөткүчүнүн мааниси, 5% квантил катары аныкталуучу чийкиликтин же созулуунун бекемдигинин маанилеринин статистикалык бөлүштүрүлүшү (0,95 ишеним менен).

4 Жалпы жоболор

4.1 Конструкцияларга болгон негизги талаптар

4.1.1 Болот курулуш конструкцияларын долбоорлоодо төмөкүлөргө таянуу зарыл:

- жалпы эле имараттардын жана курулмалардын жана алардын айрым элементтерин даярдоо, ташуу, монтаждоо жана пайдалануу учурунда бекемдигин, туруктуулугун жана мейкиндикте өзгөрүлбөстүгүн камсыз кылуучу конструкциялык схемаларды кабыл алуу;

- курулуш конструкцияларын дат басуудан коргоо бөлүгүндө КЧЖЭ 2.03.11 талаптарын сактоо;

- объекттерди өрттөн коргоо системасына ылайык алардын отко туруктуулугун эске алуу жана аларды өрттөн коргоону камсыз кылуу;

- аба-ырайына туруктуу (дат баспаган) жана отко туруктуу болотторду колдонуу;

- прокаттын жана түтүк дубалдарынын эсептелген калыңдыгынын жогорулашын дат басуудан коргоо жана конструкциялардын отко туруктуулук чегин жогорулатуу талаптарына негиздөө;

- тиешелүү түрдөгү конструкцияларга карата ченемдик документтердин талаптарын сактоо;

- ченемдик документтерге ылайык техникалык негиздөөдө конструкциялардын жана алардын элементтеринин өлчөмдөрүнүн тактыгын эсептөөнү аткаруу.

4.1.2 Жоопкерчиликти жогорку жана кадимки деңгээлиндеги имараттарды жана курулмаларды курууга, реконструкциялоого жана капиталдык оңдоого болгон долбоордук жана жумушчу документтерде, ошондой эле өзгөчө кооптуу, техникалык жактан татаал жана уникалдуу объекттерди курууда жана пайдаланууда кайра калыбына келтирилген болот түтүктөрүн жана мурда пайдаланылган металл конструкциялардын башка түрлөрүн пайдаланууну кароого жол берилбейт.

4.1.3 Ачык (ачык абада пайдаланылуучу, башкача айтканда, аба-ырайынын таасиринен корголбогон) курулмалардын (кран эстакадалары, ЛЭП тирөөчтөрү,

түтүктөрдүн жана идиштердин тирөөчтөрү, тейлөө аянтчалары, кабаттар, бастырмалар ж.б.) болот конструкциялары байкоо жүргүзүү, техникалык абалын баалоо, алдын алуу жана оңдоо иштерин аткаруу үчүн жеткиликтүү болушу керек жана нымдуулукту кармап, желдетүүнү кыйындатпашы керек. Бул талаптар бетон же кирпич менен же башка ыкма менен бүтөлгөн, лист материалдар менен капталган жана жылытылган имараттын ичинде колдонулган конструкцияларга жайылтылбайт.

Жабык профилдеги конструкциялардын учтарында ысык цинк менен жабуу керек болгон конструкциялардын элементтеринен тышкары тыгын-бүтөгүчтөрү болушу керек.

4.1.4 Конструкциялардын жумушчу чиймелери болот курулуш конструкцияларын даярдоо, сапаты жана монтаждоо боюнча ченемдик документтердин талаптарына ылайык келиши керек.

Конструкциялардын жумушчу чиймелеринде (КМ жана КМД) жана материалдардын тапшырык документтеринде төмөнкүлөр көрсөтүлүшү керек:

- болоттун маркалары жана аларга карата ушул ченемдерде каралган талаптар;
- ширетилген бирикмелердин аткаруу ыкмасы, ширетүүнүн тиби (ыкмасы); электроддордун типтери, маркалары, диаметри, ширетүүдөгү жиктердин абалы, бириктирилген жиктер үчүн таман-төшөлмөнүн тиби;
- буроолордун бекемдигинин жана тактыгынын класстары; буралышы контролдоонуучу буроолорду колдонууда – алдын ала бурап керүүнүн күчү жана буроонун буралышын контролдоо ыкмасы;
- фрикциялык байланыштар үчүн бириге турган беттерин даярдоо ыкмасы;
- заводдук же монтаждык шарттарда аткарылышын, айрым учурларда жиктерди салуунун жана буроолорду орнотуунун ырааттуулугун көрсөтүү менен ширетилген, буралган жана фрикциялык бирикмелердин жайгашуусу жана өлчөмдөрү;
- өндүрүү жана монтаждоо учурунда сапатын контролдоо ыкмалары жана көлөмү;
- конструкцияларды дат басуудан коргоого болгон талаптар;
- өрттөн сактоо боюнча талаптар.

4.2 Негизги эсептик талаптар

4.2.1 Болот конструкциялары жана аларды эсептөө МАСТ 27751 ишенимдүүлүгү боюнча талаптарын канааттандырышы керек.

Болот конструкцияларын эсептөө конструкциялардын багытын, аларды өндүрүү, ташуу, монтаждоо жана эксплуатациялоо шарттарын, ошондой эле материалдардын касиеттерин эске алуу менен аткарылышы керек.

Эсептөө схемаларында таяныч бекиткичтердин, негиздердин жана пайдубалдардын майышуу мүнөздөмөлөрү эске алынышы керек.

4.2.2 Конструкцияларды эсептөөдө жүктөмдөрдүн жана таасирлердин маанисин, ошондой эле конструкциялардын элементтеринин ийилишинин жана жылышынын чектик маанилерин КЧЖЭ 2.01.07, КЧЖЭ 2.09.03 жана 16 жана 17-бөлүмдөргө ылайык кабыл алуу керек.

4.2.3 Курулуш аймагындагы эсептик температура катарында КР КЧЖЭ 23-02-00 ылайык аныкталган 0,98 камсыздоодогу эң суук суткадагы тышкы абанын температурасын кабыл алуу керек.

Эсептик технологиялык температура долбоордун курулуш бөлүгүн иштеп чыгуу тапшырмасында белгиленет.

4.2.4 Эсептөө схемалары жана эсептөөнүн негизги өбөлгөлөрү болот конструкцияларынын чыныгы иштөө шарттарын чагылдырышы керек.

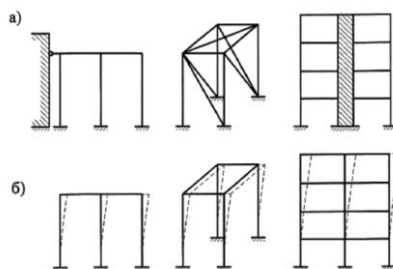
Жүк көтөрүүчү конструкциялардын төмөнкү эсептик моделдери каралат:

өзүнчө конструкциялык өзөктүү элементтер (чоюлган, кысылган, борбордон тышкары кысылган, кысылып-ийилүүчү жана ийилүүчү);

жалпак же мейкиндик системалары, бекитилген (эркин эмес - 1-сүрөт, а), мындай конструкцияларды эсептөө алардын өз ара аракеттешүүсүн эске алуу менен жана КЧЖЭ 2.02.01-83 боюнча негиздеп айрым элементтерди эсептөө жолу менен жүргүзүлөт;

жалпак же мейкиндик системалары, бекитилбеген (эркин – 1-сүрөт, б), мындай конструкцияларды эсептөөдө айрым элементтерди текшерүү менен катар жалпы эле системанын чектик абалына жетүү мүмкүнчүлүгүн эске алуу керек;

лист конструкциялары (айлануу кабыктары).



1-сүрөт – Жылдырууга мүмкүн болгон (а) жана мүмкүн болбогон (б) системалардын схемалары

Болоттун сызыктуу эмес иштешин моделдөөдө чектик абалдардын биринчи тобу үчүн эсептөөлөр үчүн жалпыланган параметрлердеги болоттордун иштөөсүнүн конструктивдүү схемасын колдонуу керек жана В.1-сүрөттө келтирилген (Б тиркеме).

Чектик абалдардын биринчи тобу боюнча эсептөөлөр үчүн болоттун сызыктуу эмес ишин моделдөөдө В.1 сүрөттө көрсөтүлгөн (В тиркемеси) жалпыланган параметрлерде болоттордун иштешинин эсептик диаграммасын

$\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{R_{yn}}$ и $\bar{\varepsilon} = \frac{\varepsilon E}{R_{yn}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{yn}}$, колдонуу керек. Диаграмманын мүнөздүү чекиттеринин

тиешелүү координаттарынын мааниси В. 9 таблица боюнча кабыл алынышы керек. Эсептөөлөр ийри сызыктын үч вариантынын бири менен 4.2.7 боюнча конструкциялардын элементтеринин классына жараша жүргүзүлөт: OBD, OACD, OACDEF.

4.2.5 Мейкиндиктүү болот конструкциялары чыңалган жана майышкан абалды аныктоочу факторлорду, конструкциялардын элементтеринин өз ара жана негиздүү биргелешип иштешин эске алуу менен бирдиктүү система катары эсептелиши керек.

Мейкиндиктүү конструкцияларды (мембраналарды, пластинкаларды, кабыктарды), ошондой эле майышуунун сызыктуу эмес диаграммасы менен элементтери бар конструкцияларды эсептөөдө геометриялык жана физикалык сызыксыздыктын таасири эске алынышы керек.

4.2.6 Өндүрүштүк имараттардын каркастарынын жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгү жана катуулугу имараттын туурасынан кеткен фермалар же бир бүтүн кесилиштер (устундар) түрүндөгү колонналардан (тирөөчтүн мамыларынан) жана ригельдерден турган туурасынан кеткен рамалар менен, ал эми имаратты бойлото – каркастын элементтери (кран конструкциялары, устун фермалары, колонналар менен фермалардын ортосундагы байланыштар, чатыр алдындагы сундурмалар же болот чатыр панелдеринин кырлары) менен камсыз кылынат.

Каркастын жалпы туруктуулугун майышпаган схема боюнча баалоо төмөнкүлөр үчүн керек: өз курамында 15.4 ылайык узунунан жана туурасынан кеткен рамалары жана байланыштары бар рамалык (ригелдер менен колонналарды катуу бириктирүү түйүндөрү менен), рамалык-байланган (вертикалдуу катуу диафрагмалар же катуу кыстармалар менен) же байланган (ригелдер менен колонналарды шарнирдүү бириктирүү түйүндөр менен) системалары.

Рамалык-байланган же байланган системада байлануучу блоктун түйүндөрү каркастын түйүндөрү менен дал келбеген учурда, эсептөө майышкан схема боюнча жүргүзүлүшү керек (системанын геометриялык сызыктуу эместигин эске алуу менен).

4.2.7 Ушул курулуш ченемдеринде каралуучу конструкциялардын элементтери эсептик кесилиштин чыңалып-майышкан абалына (ЧМА) жараша үч класска бөлүнөт:

1-класс – ЧМА, мында кесилиштин бардык аянты боюнча чыңалуу болоттун эсептелген каршылыгынан ашпайт $|\sigma| \leq R_y$ (кесилиштин серпилгич абалы);

2-класс – ЧМА, мында кесилиштин бир бөлүгүндө $|\sigma| < R_y$, ал эми экинчи бөлүгүндө $|\sigma| = R_y$ (кесилиштин серпилгич-пластикалык абалы);

3-класс – ЧМА, мында кесилиштин бардык аянты боюнча $|\sigma| = R_y$ (кесилиштин пластикалык абалы, шарттуу пластикалык шарнир).

4.2.8. Ушул курулуш ченемдеринде колдонулган чоңдуктардын тамгалар менен белгилениши А тиркемесинде келтирилген.

4.3 Конструкциялардын максатын жана иштөө шарттарын эсепке алуу

4.3.1 Максатына, иштөө шартына жана ширетилген бирикмелердин болушуна жараша конструкцияларды В тиркемесине ылайык төрт топко бөлүү керек.

4.3.2 Конструкцияларды жана бирикмелерди эсептөөдө төмөнкүлөрдү эске алуу керек:

- МАСТ 27751 талаптарына ылайык колдонулуучу γ_n , жоопкерчилиги боюнча ишенимдүүлүк коэффициенттери;

- R_u эсептөө каршылыгын колдонуу менен бекемдикке эсептелген конструкциялардын элементтери үчүн $\gamma_u = 1,3$ ишенимдүүлүк коэффициенти;

- 1-таблица, 7.1.2-пункт, 45-таблица жана 14, 16, 17 жана 18-бөлүмдөр боюнча колдонулуучу конструкциялардын жана бирикмелердин элементтеринин иштөө шарттарынын коэффициенттери γ_c, γ_{c1} и γ_b .

Сертификацияланган эсептөө комплекстерин пайдалануу менен идеалдаштырылган мейкиндик системалары катары эсептелген (4.2.5, 4.2.6-пункттарына ылайык) өзөктүү конструкциялар үчүн кооптуу жүктөмдүн эсептикке болгон катышы жалпы эле системанын туруктуулугу боюнча ишенимдүүлүк коэффициентинен кем болбошу керек $\gamma_s = 1,3$.

4.3.3 Металлдын эскирүүсүн пайда кылган кыймылдуу, термелүүчү жана башка өзгөрүлмө жүктөмдөрдүн түздөн-түз таасирине дуушар болгон конструкцияларды долбоорлоодо чыңалуунун олуттуу концентрациясына алып келбеген конструкциялык чечимдерди колдонуу керек, ал эми ушул курулуш ченемдеринде көрсөтүлгөн учурларда эскирүүсүн эске алып аткаруу керек.

№	Конструкциялардын элементи	Иштөө шарттарынын коэффициенти γ_c
1	Театрлардын, клубдардын, кинотеатрлардын залдарынын алдындагы, трибуналардын алдындагы, дүкөндөрдүн, китеп сактоочу жайлардын жана архивдердин бөлмөлөрүнүн алдындагы ж.б.у.с. убактылуу жүктөм учурунда жабуулардын салмагынан ашпаган катуу кесилиш устундары жана ферма жабууларынын кысылган элементтери	0,90
2	Мамыча 0,8 эсептик көрсөткүчтөн кем эмес туруктуу жүктөмдө коомдук жана турак жай имараттарынын колонналары;	0,95
	бийиктиги 150 м чейинки көп кабаттуу имараттардын;	0,95
	бийиктиги 150 метрден ашкан көп кабаттуу имараттардын эки багыттуу кесилиши;	0,90
	бийиктиги 150 метрден ашкан көп кабаттуу имараттардын кутуча бөлүмү;	0,87
3	суу мунараларынын тирөөчтөрү	0,95
	Көпүрө крандары бар бир кабаттуу өндүрүштүк имараттардын колонналары	1,05
4	$\lambda > 60$ ийкемдүүлүктөгү көрсөтүлгөн элементтердин туруктуулугун эсептөөдө жабдуулардын жана жабуулардын ширетилген фермаларындагы эки бурчунан жасалган курама тавр кесилишинин торчолорунун кысылган негизги элементтери (тирөөч бөлүктөрүнөн тышкары)	0,80

1-таблицанын уландысы

№	Конструкциялардын элементтери	Иштөө шарттарынын коэффициенттери γ_c
5	Чечилбеген кесилиш боюнча бекемдикти эсептөөдөгү чоюлган элементтер (керме тарткычтар, тартмалар, тарттыргычтар, илмектер)	0,90
6	Буроолор үчүн тешиктери бошогон кесилиш боюнча бекемдигин эсептөөдө статикалык жүктөмдү көтөрүүчү 440 Н/мм^2 ге чейинки болоттон жасалган конструкциялардын элементтери (фрикциялык биригүүлөрдөн тышкары)	1,10
7	Бир текче менен бекитилген жалгыз бурчтардан турган мейкиндиктүү торчо конструкциялардын торчолорунун кысылган элементтери (бирдей эмес текчелүү бурчтар үчүн-чоң текчелүү): а) түздөн-түз бурчун бойлото орнотулган ширетилген жиктердин же эки болт же андан көп буроо менен кармалган жээктерине: 15,а-сүрөт боюнча раскостор жана 15,б,в,е-сүрөт боюнча кергич 15,в,г,д,е-сүрөт боюнча раскостор	0,75
	б) түздөн-түз бир болттуу жээктерге же байланыштын түрүнө карабастан фасонка аркылуу	0,80
8	Жалгыз бурчтардан жасалган жалпак фермалардын элементтерин жана ушул таблицанын 7 - позициясында көрсөтүлгөн элементтерди, 15, б сүрөтү боюнча ширетилген жиктер же эки жана андан көп буроолор менен түздөн-түз жээгине бекитилген, бурчту бойлото орнотулган раскосторду жана жалгыз бурчтардан жалпак фермаларды кошпогондо, бир текче менен бекитилген жалгыз бурчтардан жасалган кысылган элементтер (бирдей эмес текчелери бар – текчелери аз бурчтар үчүн)	0,75

1-таблицанын аягы

№	Конструкциялардын элементтери	Иштөө шарттарынын коэффициентин γ_c
9	Туруктуулук чеги 390 Н/мм^2 чейинки болоттон жасалган тирөөчү плиталар, статикалык жүктөмдү көтөрүүчү, калыңдыгы, мм: а) 40 чейин б) 40 жогору 60 чейин в) " 60 " 80	1,20 1,15 1,10
Эскертүүлөр 1 Эсептөөдө $\gamma_c < 1$ коэффициентин бирге кароонун кереги жок. 2 Буроолор үчүн тешиктери бошогон кесилиш боюнча бекемдикти эсептөөдө 6 жана 1; 6 жана 2; 6 жана 3-позицияларда берилген иштөө шарттарынын коэффициенттерин бирге эске алуу керек. 3 Тирөөчү плиталарды эсептөөдө 9 жана 2, 9 жана 3-позицияларда берилген коэффициенттерди бирге эске алуу керек. 4 1 жана 2-позицияларда берилген элементтер үчүн коэффициенттер алардын бирикмелерин эсептөөдө да эске алынышы керек. 5 Ушул таблицада айтылбаган учурларда формулаларда $\gamma_c = 1$ кабыл алуу керек.		

4.3.4 Морттук бузулуу мүмкүндүгү жогорулаган төмөн температура шарттарында ($t < -45^\circ\text{C}$) курулуучу же пайдаланылуучу конструкцияларды долбоорлоодо материалга, конструкциялоого жана өндүрүү технологиясына карата талаптарды эске алуу керек.

4.3.5 Ширетилген конструкцияларды долбоорлоодо тийиштүү конструкциялык чечимдерди (элементтердеги жана бөлүктөрдөгү чыңалууну бирдей бөлүштүрүү менен, кирүүчү бурчтарсыз, кесилишинин кескин өзгөрүшүсүз жана чыңалуунун башка концентраторлорусуз) жана технологиялык иш-чараларды (чогултуу жана ширетүү тартиби, алдын ала ийүү, тигүү, фрезерлөө, абразивдик шакекче менен тазалоо жолу менен тийиштүү зоналарды механикалык тазалоо ж.б.) кароо менен калдык майышуулардын жана чыңалуунун, анын ичинде ширетүүнүн, ошондой эле чыңалуунун концентрациясынын зыяндуу таасирин азайтуу керек.

5 Конструкциялар жана бирикмелер үчүн материалдар

5.1 Болот конструкциялар үчүн колдонулуучу материалдардын физикалык мүнөздөмөлөрүн Б.1 жана Б.2 таблицаларына ылайык кабыл алуу керек (Б тиркемеси).

5.2 Конструкциялар үчүн болотту дайындоодо В тиркемесине ылайык конструкциялардын тобун, эсептик температураны, катуу илешкектүүлүгү жана химиялык курамы боюнча талаптарды эске алуу керек.

5.3 Конструкциялар үчүн колдонуудагы ченемдик документтерге (ЧД) ылайык, фасондук (бурчтар, коштаврлар, швеллерлер), такта, кең тилкелүү универсалдуу прокатты жана ийилген профилдерди; көмүртектүү болоттон жана жогорку бекемдиктеги болоттон жасалган жука такта прокаты; муздак ийилген профилдерди; ийилген жабык төрт бурчтуу жана тик бурчтуу профилдерди; сорттук прокатты (тегерек, квадрат, тилке); В.1 жана В.2 таблицаларына ылайык электр менен ширетилген жана ысык калыпка салынган жиксиз түтүктөрдү (В тиркеме) колдонуу керек.

Белгиленген формадагы шайкештик тастыктамасы бар башка материалдарды механикалык касиеттерге жана химиялык курамга карата В тиркемесинин талаптарын аткарган шартта колдонуу керек.

Конструкциялардын жана түйүндөрдүн өзгөчөлүктөрүнө жараша болотко тапшырык берүүдө колдонуудагы стандартка ылайык салыштырмалуу тарылуунун маанисине жараша ψ_z (13.4 караңыз) такта прокатынын классификациясын эске алуу керек.

В тиркемесине ылайык ачык конструкциялардын бардык топтору үчүн отко туруктуулук чегин камсыз кылуу үчүн (45 мин) (4.1.2 караңыз), эсептик температурага карабастан С 355 П болоттон жасалган прокатты же 45 мин отко туруктуулук чегин камсыз кылган башка болоттордон жасалган прокатты дайындоо керек.

5.4 Куйма (тирөөчү бөлүктөр ж.б.) үчүн II (статикалык жана өзгөрүлмө жүктөмдөрдө иштеген, бекемдикке эсептелген тетиктер үчүн жооптуу багыттагы куйма) же III (динамикалык жүктөмдөрдө иштеген, бекемдикке эсептелген тетиктер үчүн өзгөчө жооптуу багыттагы куйма) тобу үчүн колдонуудагы стандарттардын талаптарын канааттандырган болотту колдонуу керек. Боз чоюндан куйманын эсептик каршылыктарын В. 8 таблицасы боюнча кабыл алуу керек.

5.5 Болот конструкцияларын ширетүү үчүн төмөнкүлөр колдонулушу керек: кол менен жаалык ширетүү үчүн электроддор; ширетүүчү зым; флюстер; Г.1-таблицага ылайык (Г тиркемеси) автоматтык жана механикалаштырылган

ширетүү үчүн порошок зым, ошондой эле колдонуудагы стандарттарга ылайык көмүр кычкыл газы жана аргон.

Колдонулуп жаткан ширетүү материалдары жана ширетүү технологиясы негизги металлдын убактылуу каршылык көрсөтүүсүнүн ченемдик маанисинен R_{un} төмөн эмес жик металлдын убактылуу каршылык көрсөтүүсүнүн маанисин, ошондой эле тиешелүү ченемдик документтерде белгиленген ширетилген бирикмелердин катуулугунун, соккулук илешкектигинин жана металлдын салыштырмалуу узаруусунун маанисин камсыз кылышы керек.

5.6 Буроо бирикмелери үчүн колдонуудагы ченемдик документтердин жана стандарттардын техникалык талаптарын канааттандырган болот буроолорду, гайкаларды жана шайбаларды, ошондой эле 5.7 де көрсөтүлгөн буроолорду, гайкаларды жана шайбаларды колдонуу керек.

Буроолорду Г.3-таблицага ылайык колдонуу керек.

Буроолор кесилгенде жана чоюлганда гайкалардын бекемдик класстары буроолордун бекемдик классына ылайык кабыл алынышы керек: 5 - 5.6 болгондо; 8 - 8.8 болгондо; 10 - 10.9 болгондо; 12 - 12.9 болгондо.

Буроолор кесилгенде гайкалардын бекемдик классы буроолордун төмөнкү бекемдик классына ылайык колдонулат: 4 - 5.6 жана 5.8 болгондо; 5 - 8.8 болгондо; 8 - 10.9 болгондо; 10 - 12.9 болгондо.

Төмөнкү шайбаларды колдонуу керек: колдонуудагы стандарттарга ылайык тегерек, жантак жана серпилме кадимки.

5.7 Фрикциялык жана фланец бирикмелери үчүн 8.8, 10.9, 12.9 бекемдик классындагы буроолорду, колдонуудагы стандарттарды канааттандырган тиешелүү класстагы, конструкциядагы жана өлчөмдөгү гайкаларды жана шайбаларды колдонуу керек.

5.8 Негизги буроолор үчүн болоттун маркалары, алардын конструкциялары жана өлчөмдөрү Г.4-таблицада (Г тиркемеси) берилген колдонуудагы стандарттарга жана талаптарга ылайык тандалышы керек.

Байланыштын антенналык курулмаларынын тартууларын бекитүү үчүн буроолор (U-түрдүү), ошондой эле электр өткөргүчтүн аба линияларынын жана бөлүштүрүүчү түзүлүштөрдүн тирөөчтөрүнүн (U-түрдүү) жана негиз болуучу буроолору Г.4-таблицада көрсөтүлгөн маркалардагы болоттон колдонулушу керек (Г тиркеме).

Анкердик буроолор КЧЖЭ 2.09.03 талаптарына ылайык колдонулушу керек.

5.9 Негиз болуучу жана U-түрүндөгү буроолор үчүн гайкалар колдонуудагы стандарттардын техникалык талаптарына ылайык колдонулушу керек.

Диаметри 48 мм чейин болгон СтЗсп2, СтЗсп2, СтЗсп4, стЗсп4 болоттон жасалган негиз болуучу буроолор үчүн бекемдик классы – 4, диаметри 48 ммден

жогору болгон – тийиштүү стандарт боюнча 02-топтон төмөн эмес материалдан жасалган гайкаларды колдонуу керек.

Диаметри 48 мм чейин болгон 09г2с маркасындагы болоттон жана башка болоттордон жасалган негиз болуучу буроолор үчүн бекемдик классы – 5 кем эмес, диаметри 48 ммден жогору болгон - тиешелүү стандарт боюнча 05 - топтон төмөн эмес материалдан жасалган гайкаларды колдонуу керек. Гайкалар буроолор үчүн колдонулуучу маркаларды болоттон жасалган болушу керек.

5.10 Допшолор, катоктор жана допшолор, ошондой эле катоктордун астына төшөлмө листтер катарында кызмат кылган буроолор үчүн КЧЖЭ 2.05.03 боюнча коковкаларды колдонуу керек.

5.11 Асма жабуулардын жүк көтөрүүчү элементтери, электр өткөргүчтүн аба линияларынын тирөөчтөрүнүн тарткычтары, бөлүштүрүүчү түзүлүштөр, транспорттун, мачталардын жана мунаралардын байланыш тармактары, ошондой эле алдын ала чыңалган конструкциялардагы чыңалуучу элементтер үчүн колдонуудагы стандарттарга ылайык төмөнкүлөрдү колдонуу керек:

спираль аркандар;

эки өрүлгөн аркандар;

жабык жүк көтөрүүчү аркандар;

аркан зымынан жасалуучу параллель зымдардын оролмолору.

6 Материалдардын жана бирикмелердин эсептик мүнөздөмөлөрү

6.1 Ар кандай чыңалууда турган абалдар үчүн прокаттын, ийилген профилдердин жана түтүктөрдүн эсептик каршылыктары 2-таблицада келтирилген формулалар боюнча аныкталышы керек, мында R_{yn} жана R_{un} ченемдик каршылыктар ЧДга ылайык кабыл алынышы керек.

2-т а б л и ц а

Чыңалган абал	Прокаттын түтүктөрдүн эсептик каршылыктары
чоюлуу, кысылуу, ийилүү: туруктуулук чеги боюнча	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$
убактылуу каршылык көрсөтүүсү боюнча	$R_u = R_{un} / \gamma_m$
Жылышуу	$R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$

2-таблицанын аягы

Чыңалган абал	Прокаттын түтүктөрдүн эсептик каршылыктары
Бырыштыруу	$R_p = R_{un} / \gamma_m$
Алдыңкы бетинде (дал келтирилген учурда)	
Жергиликтүү цилиндр допшолорунда (цапфаларда)	$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
Бекем отурганда	
Катоктордун диаметрдик кысылышы (чектелген кыймылдуу конструкцияларда эркин тийүүсү менен)	$R_{cd} = 0,025 R_{un} / \gamma_m$

Прокаттын γ_m материалы боюнча ишенимдүүлүк коэффициенттеринин, ийилген профилдердин жана түтүктөрдүн мааниси 3-таблица боюнча кабыл алынышы керек.

3-т а б л и ц а

Прокаттын касиеттерин контролдоо шарттары	Материал боюнча ишенимдүүлүк коэффициенти γ_m
Прокат үчүн, анын касиеттерин контролдоонун статистикалык жол-жобосунда	1,025
Туруктуулук чеги 380 Н/мм ² жогору болгон касиеттерин контролдоонун статистикалык жол-жобосун колдонбогон прокат үчүн жана ысытылып майышкан түтүктөр үчүн	1,100
Ушул курулуш ченемдеринин талаптарына жооп берген калган прокаттар жана түтүктөр үчүн	1,050
Чет өлкөлүк ченемдик документтер боюнча жеткирилүүчү прокаттар жана түтүктөр үчүн	1,050

3-таблицанын аягы

Прокаттын касиеттерин контролдоо шарттары	Материал боюнча ишенимдүүлүк коэффициенти γ_m
КС-1 классындагы (МАСТ 27751) курулмаларда колдонулуучу, иштөө мөөнөтү жана адамдардын алардын ичинде болуусу чектелген (котловандардын кыржылгалуу тосмолору, убактылуу тирөөчтөр ж. б.) прокаттар жана түтүктөр үчүн	1,200

Листтик, кең тилкелүү универсалдуу прокатты жана түтүктөрдү чоюуда, кысууда жана ийүүдө ченемдик жана эсептик каршылыктардын мааниси В.3 таблицада, фасондук прокаттыкы – В. 4 жана В. 5 таблицаларында берилген (В-тиркеме).

Алдыңкы бетинин бырышына, цилиндрдик илмектердеги жергиликтүү бырышына жана катоктордун диаметралдык кысылышына прокаттын эсептик каршылыгынын мааниси В.6 таблицада берилген (В-тиркеме).

6.2 Ийилген профилдердин эсептик каршылыктары, алар жасалган листтик прокаттын эсептик каршылыктарына барабар кабыл алынышы керек.

6.3 Көмүртек болот куйманын эсептик каршылыгынын мааниси В.7 таблицасы боюнча кабыл алынышы керек (В-тиркеме).

6.4 Ар кандай түрдөгү жана чыңалган абалдагы бирикмелер үчүн ширетилген бирикмелердин эсептик каршылыгы 4-таблицада берилген формулалар боюнча аныкталышы керек.

4-таблица

Ширетилген бирикмелер	Чыңалган абал	Эсептик каршылыктын мүнөздөмөсү	Ширетилген бирикмелердин эсептик каршылыгы
Улама	Бузбай турган методдор менен жиктин сапаттын контролдоодо, автоматтык, механикалаштырылган же кол менен ширетүүдөгү кысуу, чоюу жана ийүү	Туруктуулук чеги боюнча	$R_{wy} = R_y$

4-таблицанын аягы

Ширетилген бирикмелер	Чыңалган абал	Эсептик каршылыктын мүнөздөмөсү	Ширетилген бирикмелердин эсептик каршылыгы
Улама	Автоматтык, механикаштырылган же кол менен ширетүүдөгү чоюу жана ийүү	Туруктуулук чеги боюнча	$R_{wy} = 0,85R_y$
	Жылышуу		$R_{ws} = R_s$
Бурчтуу жиктер менен	Кесүү (шарттуу)	Жиктин металлы боюнча	$R_{wf} = \frac{0,55R_{wun}}{\gamma_{wm}}$
		Эриген чектеги металл боюнча	$R_{wz} = 0,45R_{un}$
Э с к е р т ү ү – Жиктин металлы боюнча ишенимдүүлүк коэффициенттеринин мааниси γ_{wm} төмөндөгүлөргө барабар кабыл алынышы керек: 1,25 – болгондо $R_{wun} \leq 490\text{Н/мм}^2$; 1,35 – болгондо $R_{wun} \geq 590\text{Н/мм}^2$.			

Ар кандай ченемдик каршылыктарга ээ болоттон жасалган элементтердин ширетилген улама бирикмелеринин эсептик каршылыгы, ченемдик каршылыктын мааниси азыраак болоттон жасалган улама бирикмелер үчүн катарында кабыл алынышы керек.

Бурчтуу жиктердин металлынын ченемдик R_{wun} жана эсептик R_{wf} каршылыктарынын мааниси Г.2 таблицада берилген (Г тиркемеси).

6.5 Бир буроолуу бирикменин эсептик каршылыгы 5-таблицада берилген формулалар боюнча аныкталышы керек.

5-т а б л и ц а

Чыңалган абал	Шарт-туу белги	Бир буроолуу бирикменин эсептик каршылыгы					Бириктирилген элементтерди бырыштырууга
		Бекемдик классындагы буроолорду кесүүгө жана чоюуга					
		5.6	5.8	8.8	10.9	12.9	
Кесүү	R_{bs}	0,42 R_{bun}	0,41 R_{bun}	0,40 R_{bun}		0,35 R_{bun}	-
Чоюу	R_{bt}	$0,45R_{bun}$	-	$0,54R_{bun}$	$0,7R_{bun}$		-
Бырыштыруу: а) А тактык классындагы буроолор	R_{bp}^*	-					$1,60 R_u$
б) В тактык классындагы буроолор		-					$1,35 R_u$
* R_{bp} туруктуулук чеги 440 Н/мм ² чейин болгон бириктирилүүчү болоттон жасалган элементтер үчүн аныктоо керек.							

Бир буроолуу бирикмелерде буроолордун кесилишине жана чоюлушуна ченемдик жана эсептик каршылыктардын мааниси Г.5 таблицасында, ал эми буроолор менен бириктирилүүчү элементтердин бырышын Г.6 таблицада берилген (Г тиркеме).

6.6 Негиз болуучу жана анкердик буроолордун чоюуга болгон эсептик каршылыгы R_{ba} төмөндөгү формула боюнча аныкталышы керек

$$R_{ba} = 0,8R_{yn} \quad (1)$$

Негиз болуучу буроолордун чоюуга болгон эсептик каршылыгынын мааниси Г.7 таблицада берилген (Г тиркемеси).

5.8де көрсөтүлгөн U-түрүндөгү буроолордун чоюуга болгон эсептик каршылыгы R_{bU} , төмөндөгү формула боюнча аныкталышы керек

$$R_{bU} = 0,85R_{yn} \quad (2)$$

6.7 Оролмолор түрүндө колдонулган жогорку бекемдиктеги болот зымдын R_{dh} , чоюлууга болгон эсептик каршылыгы төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$R_{dh} = 0,63R_{un} \quad (4)$$

6.8 Болот аркандын чоюууга эсептик каршылыгынын (күч-аракетинин) мааниси материал боюнча ишенимдүүлүк коэффициентиине жасалган болот аркандарга карата ЧДда белгиленген жалпы эле аркандын үзүлүү күчүнүн маанисине барабар колдонулушу керек $\gamma_m = 1,6$.

7 Борбордук чоюууда жана кысууда болот конструкцияларынын элементтерин эсептөө

7.1 Бүтүн бөлүктүн элементтерин эсептөө

7.1.1 N күчү менен борбордук чоюууда же кысууда $R_{yn} \leq 440$ Н/мм² ченемдик каршылыктагы болот элементтеринин бекемдигин эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5)$$

Аларды пайдалануу металл туруктуулук чегине жеткенден кийин дагы мүмкүн болгон чоюлган элементтердин, ошондой эле $R_{yn} \leq 440$ Н/мм² ченемдик каршылыктагы болоттон жасалган чоюлган же кысылган элементтеринин бекемдигин эсептөө R_y маанини R_u / γ_u алмаштыруу менен (5) формула боюнча аткарылышы керек

7.1.2 Бир текчеде буроолор менен бекитилүүчү жалгыз бурчтардан турган чоюлган элементтердин бекитилген жерлериндеги кесилиштердин бекемдигин эсептөө (5) формула боюнча, ал эми бурч алкагынан $0,5b$ тен (b – бурч текчесинин туурасы) кем эмес аралыкта жана бурчтун канатынан $1,2d$ ден (d – оңой жетүү мүмкүнчүлүгүн эске алуу менен буроо үчүн тешиктин диаметри) кем эмес аралыкта жайгашкан огу боюнча бир катарга коюлган, бир текчеде буроолор менен бекитилүүчү 380 Н/мм² чейинки туруктуулук чеги бар болоттон жасалган чоюлган

жалгыз бурчтардын кесилиштерин эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$\frac{N}{A_n R_u} \cdot \frac{\gamma_u}{\gamma_{c1}} \leq 1, \quad (6)$$

мында $\gamma_{c1} = (\alpha_1 A_{n1} / A_n + \alpha_2) \beta$.

Бул жерде A_n – нетто бурчтун кесилишинин аянты;

A_{n1} – бурчтун бекитилген текче кесилишинин бөлүгүнүн тешиктин чети менен канатынын ортосундагы аянты;

$\alpha_1, \alpha_2, \beta$ – 6-таблица боюнча колдонулуучу коэффициенттер.

6-т а б л и ц а

Коэффициент	Коэффициенттердин маанилери α_1, α_2 жана β					
	бир буроо менен кармалганда жана a аралыкта, төмөнкүлөргө барабар			Буроолордун саны катар болгондо $a \geq 1,5d$ жана $s \geq 2d$ учурда		
				2	3	4
α_1	1,35d*	1,5d	2d	1,77	1,45	1,17
α_2	0,05	0,05	0,05	0,19	0,36	0,47
β	0,65	0,85	1,0	1,0	1,0	1,0
* Текченин калыңдыгы 6 ммге чейин чоюлган абалда туруктуу иштегендерден тышкары, торлордун элементтери үчүн гана (раскостор жана распорлор). 6-таблицада кабыл алынган белгилер: "a" – күч боюнча элементтин четинен жакынкы тешиктин ортосуна чейинки аралык; "s" – тешиктердин борборлорунун ортосундагы күч-аракет аралыгы.						

Тартууларды жана траверс курларын, зымдарды бекитүү түйүндөрүнө түздөн-түз жанаша турган ВЛ, ОРУ жана КС таяныч элементтерин, ошондой эле тирөөчтөрдө тартмалардын түйүндөрүн жана чоюлган траверс курларын бириктирүүчү элементтерди эсептөөдө γ_{c1} коэффициентин 10% га азайтылышы керек.

7.1.3 N күчү менен жана 7.3.2-7.3.9 талаптарын канааттандыруу менен борборлоштуруп кысууда бүтүн кесилиш элементтеринин туруктуулугун эсептөө, төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (7)$$

мында φ – борбордук кысуудагы туруктуулук коэффициенти, $\bar{\lambda} \geq 0,6$ болгон учурда анын мааниси төмөнү формула боюнча аныкталышы керек

$$\varphi = 0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \bar{\lambda}^{-2}}) / \bar{\lambda}^2. \quad (8)$$

(8) формуладагы δ коэффициенттин маанисин төмөнү формула боюнча эсептөө керек

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^{-2}, \quad (9)$$

мында $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$ – өзөктүн шарттуу ийилчеги;

α жана β – кесилиштердин түрлөрүнө жараша 7-таблица боюнча аныктала турган коэффициенттер.

(8) формула боюнча эсептелген φ , коэффициенттин мааниси шарттуу ийкемдүүлүктүн мааниси a , b жана c кесилиштеринин түрлөрү үчүн 3,8; 4,4 жана 5,8ден жогору болгондо $7,6 / \bar{\lambda}^{-2}$ көп эмес кабыл алынышы керек.

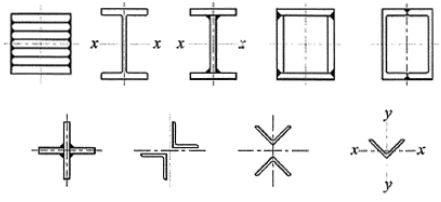
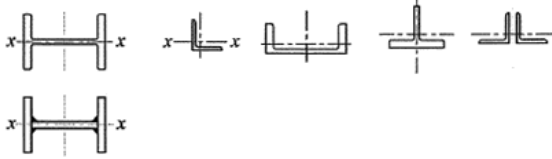
a жана b кесилиштердин түрлөрү үчүн $\bar{\lambda} < 0,6$ маанилерде a жана b $\varphi = 1$ кабыл алынышы керек.

(8) формула боюнча эсептелген φ коэффициенттин мааниси Д.1-таблицада берилген (Д тиркемеси).

7-таблица

Кесилиштин тиби		Коэффициенттин мааниси	
белгиси	форма	α	β
a		0,03	0,06

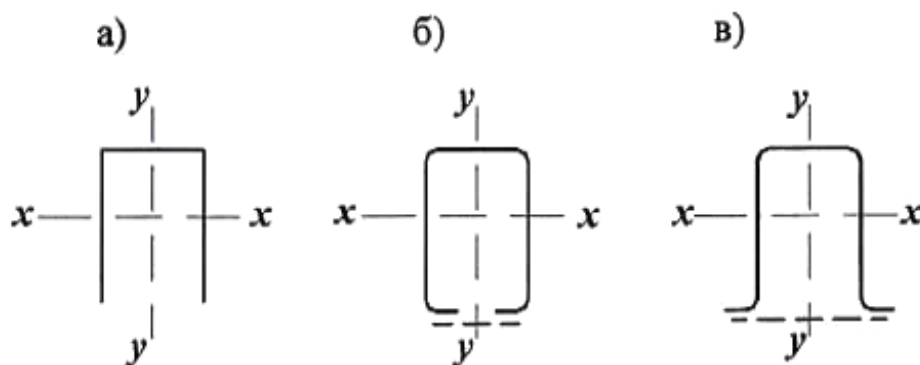
7-таблицанын аягы

Кесилиштин тиби		Коэффициенттин мааниси	
белгиси	форма	α	β
<i>b</i>		0,04	0,09
<i>c</i>		0,04	0,14
Эскертүүлөр 1 Дубалдын бетиндеги туруктуулук эсептелгенде бийиктиги 500 ммден жогору болгон прокаттык коштаврлар үчүн коэффициенттердин мааниси <i>a</i> кесилишинин түрү боюнча кабыл алынышы керек. 2 Ушул таблицанын сүрөттөрүндө "х" жана "у-у" октору (8) формула боюнча φ аныктоо үчүн эсептөө бети кадимкидей жайгашкан кесилиштерде белгиленген; калган кесилиштерде коэффициенттер эсептөө бетине көз каранды эмес.			

7.1.4 Жалгыз бурчтан өзөктөрдүн туруктуулугун эсептөө 7.1.3 талаптарын эске алуу менен аткарылышы керек. Бул өзөктөрдүн ийкемдүүлүгүн аныктоодо бурч кесилишинин инерция радиусу жана эсептелген узундук 10.1.4 жана 10.2.1 ылайык кабыл алынышы керек.

Жалгыз бурчтардан жасалган мейкиндик конструкцияларынын торчолорунун жээктерин жана элементтерин эсептөөдө 16.12 талаптарын аткаруу керек.

7.1.5 Ачык П-түрдүү кесилиштеги бүтүн дубалдары бар кысылган элементтерди (2-сүрөт) планка же торчолор менен бекемдөө керек, муну менен бирге, 7.2.2; 7.2.3; 7.2.7 жана 7.2.8 талаптар аткарылышы керек.



а) - ачык; б), в) – планкалар же торчолор менен бекемделген

2-сүрөт – элементтердин II-түрдүү кесилиштери

Планкалар же торчолор жок болгон учурда, мындай элементтерди $x-x$ жана $y-y$ негизги тегиздиктерде (7) формула боюнча эсептөөдөн тышкары, туруктуулукту жоготуунун ийилүү-буралуу формасында төмөкү формула боюнча туруктуулукту текшерүү керек*

$$\frac{N}{\varphi_c A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (10)^*$$

бул жерде φ_c – барабар катарында кабыл алынуучу коэффициент

$$\varphi_1 \leq 0,85; \text{ болгондо } \varphi_c = \varphi_1$$

$$\varphi_1 > 0,85, \text{ болгондо } \varphi_c = (0,68 + 0,21\varphi_1) \leq 1$$

Мында φ_1 маанини төмөнкү формула боюнча чыгаруу керек

$$\varphi_1 = 7,6 c_{max} / \lambda^2, \quad (11)$$

(11) формулада c_{max} коэффициентин Д тиркемеси боюнча аныктоо керек.

7.1.6 Курама бүтүн кесилиштин борбордук кысылган элементинде курдун дубал менен кошулушун (18) формуласы боюнча аныкталуучу шарттуу туурасынан кеткен күчүнөн Q_{fc} , жылышуусун 43-таблицанын формулалары боюнча эсептөө керек, муну менен бирге, φ коэффициенти дубалдын тегиздигинде кабыл алынышы керек.

7.2 Өтмө кесилиштердин элементтерин эсептөө

7.2.1 Борбордук чоюу жана кысуу учурунда өтмө кесилиштин элементтеринин бекемдигин эсептөө (5) формула боюнча аткарылышы керек, мында A_n – бүтүндөй өзөктүн таза кесилишинин аянты.

7.2.2 Бутактары планкалар же торчолор менен бириктирилген өтмө кесилиштеги кысылган өзөктөрдүн туруктуулугун эсептөө (7) формула боюнча аткарылышы керек; муну менен бирге, салыштырмалуу эркин огуна (планкалардын же торчолордун тегиздигине перпендикуляр жайгашкан) карата φ коэффициентти (8) жана b тибиндеги кесилиштер үчүн алардагы $\bar{\lambda}$ $\bar{\lambda}_{ef}$ га алмаштыруу менен (9) формулалары боюнча аныктоо керек. $\bar{\lambda}_{ef}$ мааниси панелдери алтыдан кем эмес болгон өзөктөр үчүн 8-таблицада берилген λ_{ef} , маанилерге жараша аныкталышы керек.

Панелдери алтыдан кем эмес болгон өзөктөрдүн туруктуулугун эсептөө төмөндөгүчө аткарылышы керек:

планкаларда - рамалык системаларды эсептөө катарында;

торчолордо - 7.2.5 талаптарына ылайык.

7.2.3 Планкалары бар өтмө өзөктөрдө ширетилген жиктердин же планкаларды бекиткен четки буроолордун ортосундагы участокто өзүнчө бутактын

шарттуу ийкемдүүлүгү $\bar{\lambda}_{b1}, \bar{\lambda}_{b2}$, же $\bar{\lambda}_{b3}$ (8-таблицаны караңыз) 1,4 көп болбошу керек.

Тегиздиктердин биринде планкалардын ордуна бүтүн лист бар болгон учурда (2, б) жана в) сүрөттөрдү караңыз) бутактын ийкемдүүлүгүн анын тегиздигине перпендикуляр болгон борбордук огуна карата жарым кесилиш инерциясынын радиусу боюнча эсептөө керек.

7.2.4 Торчолору бар өтмө өзөктөрдө өзөктүн туруктуулугун эсептөөдөн тышкары, жалпысынан түйүндөрдүн ортосундагы участоктордогу айрым бутактардын туруктуулугун текшерүү керек. Түйүндөрдөгү моменттердин таасири, мисалы, торчо элементтеринин борборлоштурулушунан эске алынышы керек.

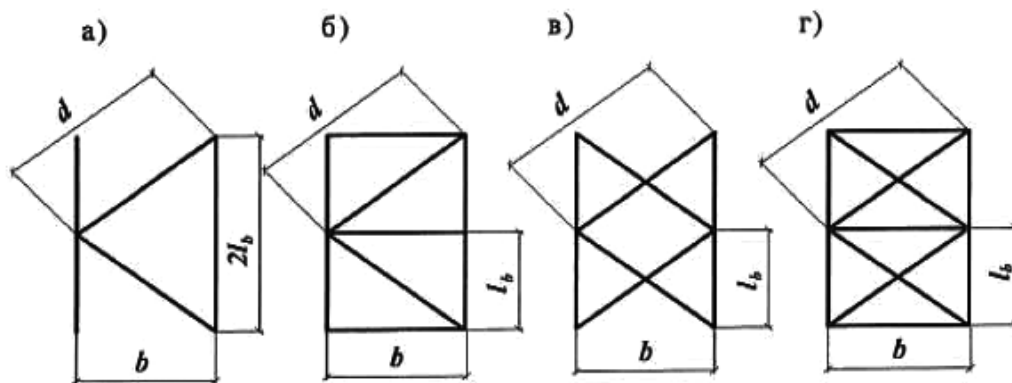
Торчолору бар өтмө өзөктөрдө түйүндөрдүн ортосундагы айрым бутактардын шарттуу ийкемдүүлүгү 2,7 ден ашпашы керек жана жалпы өзөктүн шарттуу берилген ийкемдүүлүгүнөн $\bar{\lambda}_{ef}$ ашпашы керек.

Бутактардын шарттуу ийкемдүүлүгүнүн жогорку, бирок 4,1 ден көп эмес маанилерин кабыл алуу, мындай өзөктөрдү эсептөө 7.2.5 талаптарына ылайык аткарылган шартта кабыл алынышы керек.

7.2.5 Торчолору бар өтмө өзөктөрдү 7.2.2 жана 7.2.4 көрсөтүлгөндөрдү эске алуу менен эсептөө (7) формула боюнча, андагы R_y ны $R_{yd} = \varphi_1 R_y$ алмаштыруу менен аткарылышы керек.

Муну менен бирге, $\bar{\lambda}b \leq 2,7$ болгон учурда өзүнчө бутак үчүн φ_1 туруктуулук коэффициентин 1,0 барабар кабыл алуу керек, ал эми $\bar{\lambda}b \geq 3,2$ болгон учурда $l_{ef} = 0,7l_b$, эсептик узундукта формула боюнча (8) аныктоо керек, мында l_b - бутактын узундугу (3 - сүрөттө, ал эми бутактын узундугу - 2).

$2,7 < \bar{\lambda}b < 3,2$ шарттуу ийкемдүүлүк интервалында φ_1 маани $\bar{\lambda}b = 3,2$ болгон учурда 1,0 менен φ_1 маанисинин ортосундагы сызыктуу интерполяция менен аныкталышы керек .



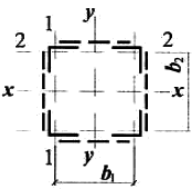
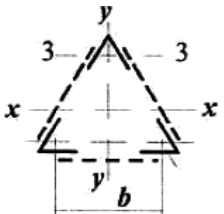
А) – үч бурчтуу; б) – үч бурчтуу

3-сүрөт – Өтмө өзөктөрдүн торчолорунун схемалары

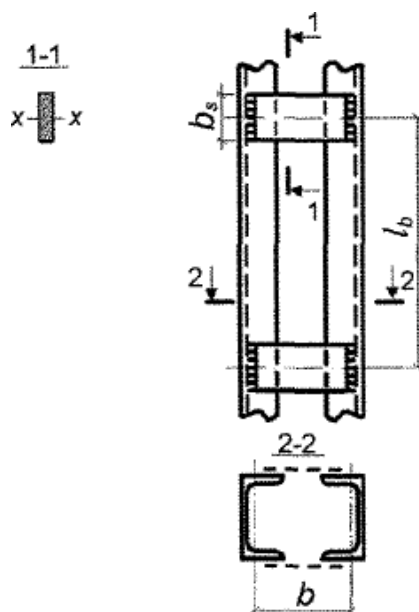
8-т а б л и ц а

Кесилиш- тин тиби	Кесилиштин схемасы	Өтмө кесилиштин өзөгүнүн келтирилген ийкемдүүлүгү λ_{ef}	
1		планкалары менен $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2},$ (12) где $n = \frac{L_{b1}b}{L_s l_b}$	торчолору менен $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}}, \quad (15)$ где $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$

8-таблицанын уландысы

Кесилиштин тиби	Кесилиштин схемасы	Өтмө кесилиштин өзөгүнүн келтирилген ийкемдүүлүгү λ_{ef}	
2		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + 0,82[(1+n_1)\lambda_{b1}^2 + (1+n_2)\lambda_{b2}^2]},$ (13) мында $n_1 = \frac{L_{b1}b_1}{L_{s1}l_b}; n_2 = \frac{L_{b2}b_2}{L_{s2}l_b}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + \left(\alpha_1 + \alpha_2 \frac{A_{d1}}{A_{d2}}\right) \frac{A}{A_{d1}}}$ (16) мында $\alpha_1 = 10 \frac{d_1^3}{b_1^2 l_b}; \alpha_2 = 10 \frac{d_2^3}{b_2^2 l_b}$ (d_1 жана d_2 албетте b_1 жана b_2 тараптарына тиешелүү)
3		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + 0,82(1+3n_3)\lambda_{b3}^2},$ (14) мында $n_3 = \frac{L_{b3}b}{L_s l_b}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + 0,67\alpha \frac{A}{A_{d3}}},$ (17) мында $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$
λ_y – жалпысынан у-у огуна перпендикуляр тегиздиктеги өтмө өзөктүн ийкемдүүлүгү; λ_{max} – жалпысынан x-x же у-у огуна перпендикуляр болгон тегиздиктердеги өтмө өзөктүн эң чоң ийкемдүүлүгү; 1-1 ылайык окторго перпендикуляр тегиздиктердеги айрым бутактардын ийилгендеги $\lambda_{b1}, \lambda_{b2}, \lambda_{b3}$ ийкемдүүлүгү; 2-2 жана 3-3, ширетилген жиктердин же планкага бекитилүүчү четки буроолордун ортосундагы участкактордо; $b, (b_1, b_2)$ – бутактардын окторунун ортосундагы аралык; d, l_b – 3 жана 4 сүрөттөрү боюнча аныкталуучу өлчөмдөр; A – жалпы өзөктүн кесилишинин аянты; A_{d1}, A_{d2} – 1-1 жана 2-2 окторго перпендикуляр тегиздиктерде жайгашкан торчолордун раскосторунун кесилиштеринин (кайчылаш торчодо - эки раскостор) аянттары; A_{d3} – бир кырдын тегиздигинде жаткан (үч кырдуу ар тараптуу өзөк үчүн) торчонун раскосунун кесилишинин аянты (кайчылаш тордо - эки раскостор); L_{b1}, L_{b3} – 1-1 жана 3-3 ылайык окторго салыштырмалуу бутактардын кесилишинин инерция моменттери (1 жана 3 типтеги кесилиштер үчүн); L_{b1}, L_{b2} – бул дагы, 1-1 жана 2-2 ылайык окторго салыштырмалуу эки бурчтун (2 типтеги кесилиштер үчүн);			

Кесилиштин тиби	Кесилиштин схемасы	Өтмө кесилиштин өзөгүнүн келтирилген ийкемдүүлүгү λ_{ef}
L_s – $x-x$ өзүнүн огуна салыштырмалуу бир планканын кесилишинин инерция моменттери (4-сүрөт; 1 жана 3 типтеги кесилиштер үчүн); L_{s1}, L_{s2} - 1-1 жана 2-2 ылайык окторуна перпендикуляр тегиздиктерде жайгашкан планкалардын биринин кесилишинин инерция моменти (2-типтеги кесилиш үчүн). Э с к е р т ү ү - 1-типке швеллердин ордуна бир же эки бутак үчүн коштаврлар, түтүкчөлөр жана башка профилдер колдонулган кесилиштерди дагы киргизүү керек; муну менен бирге, $y-y$ жана 1-1 октору тиешелүүлүгүнө жараша бүтүндөй кесилиштин жана өзүнчө бутактын оордук борборлору аркылуу өтүшү керек, ал эми (12) формуладагы n жана λ_{b1} маанилери эң чоң λ_{ef} маанини камсыз кылышы керек.		



4-сүрөт* - Планкалуу өтмө өзөк

7.2.6 Дубалдар менен тыгыз же прокладкалар аркылуу бириктирилген бурчтардан, швеллерлерден ж.б. курамдуу кесилиштердин өзөктөрүн эсептөө бириктирүүчү ширетилген жиктердин же четки буроолордун борборлорунун ортосундагы участоктор кысылган элементтер үчүн $40i$ жана чоюлгандар үчүн $80i$ ашпаган шартта толук кесилиш катары аткарылышы керек. Бул жерде бурчтун же швеллердин кесилишинин i инерция радиусу таврлуу же коштаврлуу кесилиштер үчүн огуна жараша прокладкалардын жайгашуу тегиздигине параллелдүү, ал эми

кайчылаш кесилиштер үчүн минималдуу кабыл алынышы керек.

Муну менен брге, кысылган элементтин узундугунун чегинде экиден кем эмес аралык байланыштары (прокладкалар) каралышы керек.

7.2.7 Өтмө кесилиштин кысылган өзөктөрүнүн туташтыруучу планкаларын жана элементтерин эсептөө өзөктүн жалпы узундугу боюнча туруктуу катарында кабыл алынган жана төмөнкү формула боюнча аныкталуучу шарттуу туурасынан кеткен күчкө Q_{fic} карата аткарылышы керек

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E / R_y) N / \varphi, \quad (18)$$

мында N – өтмө өзөктөгү узунунан кеткен күч;

φ – планкалардын же торчолордун тегиздигиндеги өтмө өзөктү эсептөөдө кабыл алынуучу борбордук кысуудагы туруктуулук коэффициенти (6-тибиндеги кесилиш үчүн).

Шарттуу узунунан кеткен күч Q_{fic} төмөндөгүдөй бөлүштүрүлүшү керек:

- бириктирүүчү планкалар (торчолор) гана болгондо – туруктуулукту текшерүү жүргүзүлүп жаткан огуна перпендикуляр жайгашкан тегиздиктерде жаткан планкалардын (торчолордун) ортосунда бирдей;

- бүтүн лист жана бириктирүүчү планкалар (торчолор) болгондо - листке параллель болгон тегиздикте жаткан лист менен планкалардын (торчолор) ортосунда;

- эки тараптуу үч кырдуу өтмө өзөктөрдү эсептөөдө - бир кырда жайгашкан бириктирүүчү планкалардын (торчолордун) ар бир системасы үчүн $0,8 Q_{fic}$ барабар.

7.2.8 Бириктирүүчү планкаларды жана алардын бекиткичтерин эсептөө (4-сүрөттү караңыз) планканы кесүүчү F_s күчүнүн биргелешкен аракетине раскосуз фермалардын элементтерин жана анын тегиздигинде планканы ийген M_s моменттин эсептөө катары аткарылышы керек, алардын мааниси төмөнкү формулалар боюнча аныкталышы керек:

$$F_s = Q_s l_b / b; \quad (19)$$

$$M_s = Q_s l_b / 2, \quad (20)$$

мында Q_s - бир кырдуу планкага келген шарттуу туурасынан кеткен күч.

7.2.9 Курама өзөктөрдүн бириктирүүчү торчолорунун элементтерин эсептөө жалпак фермалардын торчолорунун элементтерин эсептөө катары аткарылышы керек. 3-сүрөт боюнча торчолордун раскосторун эсептөөдө раскостогу күчтү төмөкү формула менен аныктоо керек

$$N_d = \alpha_1 Q_s d / b, \quad (21)$$

мында α_1 - бирдей кабыл алынган коэффициент: 3, a , b -сүрөт боюнча торчо үчүн 1,0, жана 3, φ -сүрөт боюнча - 0,5;

Q_s – торчонун бир тегиздигине туура келген шарттуу туурасынан кеткен күч.

Распоркалары бар кайчылаш торчонун раскосторун эсептөөдө (3-сүрөт, г) ар бир бутакты кысуудан келип чыккан жана төмөнкү формула боюнча аныктала турган кошумча күч-аракетти N_{ad} эске алуу керек

$$N_{ad} = \alpha_2 N_b A_d / A_b, \quad (22)$$

где $\alpha_2 = dl_b^2 / (2b^3 + d^3) - b, l_b, d$ – 3-сүрөттө көрсөтүлгөн өлчөмдөр; N_b – өзөктүн бир бутагындагы күч-аракет;

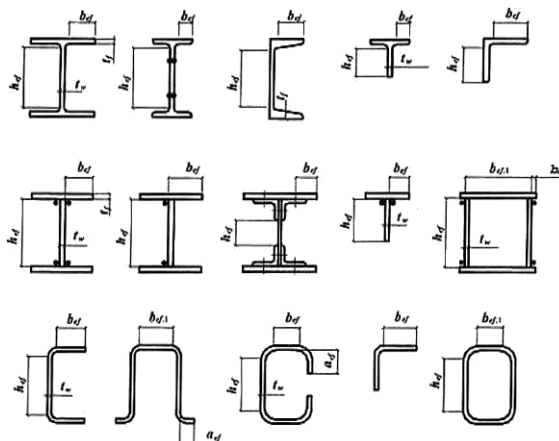
A_d, A_b – бир раскостун жана буга ылайык бир бутактын кесилишинин аянты.

7.2.10 Кысылган элементтердин эсептик узундугун азайтууга арналган өзөктөрдү эсептөө (18) формула боюнча аныкталуучу, негизинен кысылган элементтин шарттуу туурасынан кеткен күчүнө барабар күч-аракетке аткарылышы керек.

Көпүрө же асма крандардан жүктөмдөр болгон учурда, туурасынан кеткен рамалардын тегиздигине перпендикуляр болгон тегиздиктеги колонналардын бутактарынын эсептелген узундугун азайтууга арналган распоркаларды эсептөө (18) формуласы боюнча аныкталуучу, шарттуу туурасынан кеткен күч-аракетке аткарылышы керек, мында N маанисин распорка менен бириктирилген колонналардын эки бутагындагы узунунан кеткен күчтөрдүн суммасына барабар кабыл алуу керек.

7.3 Бүтүн кесилиштин борбордук кысылган элементтеринин дубалдарынын жана жээк листтеринин туруктуулугун текшерүү

7.3.1 Дубалдын туруктуулугун текшерүүдө, эсептик бийиктикти h_{ef} 5-сүрөт боюнча кабыл алуу керек:



5-сүрөт – Прокаттык, курама жана дубалдын бардык бийиктигине ийилген профилдердеги – ширетилген элементтердеги дубалдын асылган текчелердин, жээк листтеринин эсептик өлчөмдөрү;

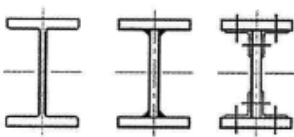
элементтин огуна жакын жээк бурчтарынын четтеринин ортосундагы аралык - фрикциялык жээктик муундары бар элементтерде;

ички буралуулардын башталыштарынын ортосундагы аралык - прокаттык профилдерде;

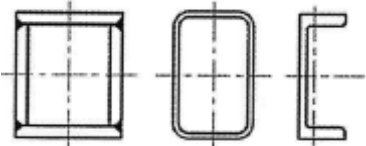
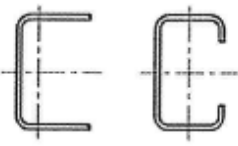
буралуулардын (выкружек) четтеринин ортосундагы аралык - ийилген профилдерде.

7.3.2 Бүтүн кесилиштин борбордук кысылган элементтеринин дубалдарынын туруктуулугун, эгерде дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгү $\bar{\lambda}_w = (h_{ef}/t_w) \sqrt{R_y/E}$ 9-таблицадагы формулалар боюнча аныкталуучу чектүү шарттуу ийкемдүүлүктүн маанилеринен $\bar{\lambda}_{ли}$ ашпаса, камсыз кылынган деп эсептөө керек. Көбүрөк ийкемдүү дубалдар, алардын туруктуулугу тастыкталган учурда колдонулушу керек (теориялык же тажрыйба жолу менен).

9-т а б л и ц а

Кесилиш	$\bar{\lambda}$ элементинин шарттуу ийкемдүүлүгү	$\bar{\lambda}_{ли}$ дубалынын чектелген шарттуу ийкемдүүлүгү
	≤ 2	$1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^{-2}$ (23)
	> 2	$1,20 + 0,35 \bar{\lambda} \leq 2,3$ (24)

9-таблицанын аягы

Кесилиш	$\bar{\lambda}$ элементинин шарттуу ийкемдүүлүгү	$\bar{\lambda}_{uw}$ дубалынын чектелген шарттуу ийкемдүүлүгү
	≤ 1	1,2 (25)
	> 1	$1,0 + 0,2\bar{\lambda} \leq 1,6$ (26)
	$\leq 0,8$	1,0 (27)
	$> 0,8$	$0,85 + 0,19\bar{\lambda} \leq 1,6$ (28)
	$0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$	$(0,40 + 0,07\bar{\lambda})(1 + 0,25\sqrt{2 - b_f / h_{ef}})$ (29)
9-таблицада кабыл алынган белгилер: $\bar{\lambda}$ – борбордук кысууда туруктуулук эсебинде кабыл алынган элементтин шарттуу ийкемдүүлүгү; b_f – таврдын текчесинин туурасы. Эскертүүлөр 1 Коробка сымал кесилиште $\bar{\lambda}_{uw}$ маани жалпы элементтин туруктуулугу текшерилүүчү тегиздикке параллель жайгашкан пластинкалар үчүн аныкталышы керек. 2 Тавр кесилишинде $\bar{\lambda} < 0,8$ же $\bar{\lambda} > 4$ болгондо $1 \leq b_f / h_{ef} \leq 2$; шарттар сакталууга тийиш, (29) формуласында тиешелүүлүгүнө жараша $\bar{\lambda} = 0,8$ же $\bar{\lambda} = 4$ кабыл алынышы керек. 3 Формулалардагы "$\leq$" белгиси, $\bar{\lambda}_{uw}$ белгисин формула боюнча эсептөөдө андан ашыкча болгон учурда оң бөлүгүндө көрсөтүлгөнгө барабар кабыл алынышы керек.		

7.3.3 Конструкциялардын геометриялык бир сызыкта болбогондугун эске алуу менен эсептелгендерди кошпогондо, бүтүн кесилиштин (колонналар, мамылар, тирөөчтөр ж .б.) борбордук кысылган элементтеринин дубалдары

$\bar{\lambda} \geq 2,3$ болгон учурда $2,5h_{ef}$ дан $3 h_{ef}$ чейинки кадам менен катуулуктун туурасынан кеткен кырлары менен бекемделиши керек.

Өтмө кесилишиндеги колонналардын катуу бутактарында катуулуктун кырларын бириктирүүчү торчолордун (планкалардын) бекитүү түйүндөрүнө гана орнотуу керек.

Туурасынан кеткен кырлар менен гана бекемделген дубалда алардын чыгып турган бөлүгүнүн туурасы b_r симметриялуу жупташкан кырлар үчүн - $(h_{ef}/30+40)$ мм кем эмес, бир тараптуу кыр үчүн - $(h_{ef}/20+50)$ мм кем эмес болушу керек; кырдын t_r калыңдыгы $2b_r \sqrt{R_y / E}$ кем болбошу керек.

Дубалды бир тараптуу туурасынан кеткен катуулук кырлары менен бекемдегенде, жалгыз бурчтарды дубалга уч менен ширетүү керек.

7.3.4 Дубалдын эсептелген бийиктиги h_{ef} менен коштаврдык кесилиштин борбордук кысылган элементтеринде дубалды ортосунда жайгашкан жана кесилишинин инерция учуру $\frac{L_{rl}}{h_{ef} t_w^3} \leq 6$, болгондо L_{rl} , менен бекемдеген учурда,

7.3.2 де белгиленген $\bar{\lambda}_{uw}$, маани коэффициентке көбөйтүлүшү керек

$$\beta = 1 + 0,4 \frac{L_{rl}}{h_{ef} t_w^3} \left(1 - 0,1 \frac{L_{rl}}{h_{ef} t_w^3} \right). \quad (30)$$

Кыр дубалдын бир жагына жайгаштырылганда, анын инерция моменти дубалдын жакынкы четине дал келген огуна карата эсептелиши керек жана ал жупташкан симметриялуу кыр үчүн кем болбошу керек.

h_{ef} эсептеп чыгууда дубал гофр түрүндөгү узунунан кеткен кырды аткаруу учурунда, гофрдын чоюлган узундугун эске алуу керек.

Катуулуктун узунунан кеткен кырын элементтердин эсептелген кесилишине кошуу керек.

Катуулуктун узунунан кеткен кырынын чыгып турган бөлүгүнүн минималдуу өлчөмдөрү 7.3.3 талаптарына ылайык, туурасынан кеткен кырлар үчүн катарында кабыл алынышы керек.

7.3.5 Дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгүнүн иш жүзүндөгү мааниси $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w) \sqrt{R_y / E}$ 7.3.2, ошондой эле 9.4.2 жана 9.4.3 талаптарына ылайык, (7) формулаларда, ошондой эле (109), (111), (115), (116), (120) жана (121) алынган

дубалдын чектүү шарттуу ийкемдүүлүгүнүн маанисинен $\bar{\lambda}_{uw}$, (2 эседен ашык эмес борбордук кысууда) ашкан учурларда бүтүн кесилиштин борбордук жана борбордук эмес кысылган өзөктөрүн эсептөөдө A ордуна эсептелген кыскартылган кесилиш аянтын A_d кабыл алышат.

7.3.6 A_d маанини төмөнкү формулалар боюнча чыгаруу керек:
Жуптаврлуу жана швеллерлүү кесилиштер үчүн

$$A_d = A - (h_{ef} - h_d)t_w, \quad (31)$$

Коробкалуу кесилиш үчүн:
Борбордук кысууда

$$A_d = A - 2(h_{ef} - h_d)t_w - 2(b_{ef,1} - b_d)t_f; \quad (32)$$

борбордук эмес кысылган учурда

$$A_d = A - 2(h_{ef} - h_d)t_w, \quad (33)$$

мында h_{ef} жана h_d – туруктуулук текшерилүүчү тегиздикке параллель жайгашкан дубалдын эсептелген жана кыскартылган бийиктиги;

$b_{ef,1}$ жана b_d – туруктуулук текшерилүүчү тегиздикке перпендикуляр жайгашкан коробкалуу кесилиштин жээгинин эсептелген жана кыскартылган туурасы.

Борбордук кысылган элементтердеги маанини төмөнкү формула боюнча эсептөө керек:

коштаврдуу кесилиш үчүн

$$h_d = t_w \left[\bar{\lambda}_{uw} - (\bar{\lambda}_w / \bar{\lambda}_{uw} - 1)(\bar{\lambda}_{uw} - 1,2 - 0,15\bar{\lambda}) \right] \sqrt{E/R_y}, \quad (34)$$

мында $\bar{\lambda} > 3,5$ болгондо $\bar{\lambda} = 3,5$ кабыл алуу керек;

коробкалуу кесилиш үчүн

$$h_d = t_w \left[\bar{\lambda}_{uw} - (\bar{\lambda}_w / \bar{\lambda}_{uw} - 1)(\bar{\lambda}_{uw} - 2,9 - 0,2\bar{\lambda} + 0,7\bar{\lambda}_w) \right] \sqrt{E/R_y}. \quad (35)$$

мында $\bar{\lambda} > 2,3$ болгондо $\bar{\lambda} = 2,3$ кабыл алуу керек;

швеллердик кесилиш үчүн

$$h_d = t_{wu} \sqrt{E/R_y}. \quad (36)$$

Борбордук кысылган элементтер үчүн (34)-(36) формулаларындагы $\bar{\lambda}$ жана $\bar{\lambda}_{uw}$ маанилер 7.3.2 талаптарына ылайык кабыл алынышы керек. (35) формула боюнча коробка кесилиши үчүн b_d маанисин чыгарууда h_d , t_w , $\bar{\lambda}_{uw}$ жана $\bar{\lambda}_w$ ордуна

$b_d, t_f, \bar{\lambda}_{uf,1}$ жана $\bar{\lambda}_{f,1} = (b_{ef,1}/t_f) \sqrt{R_y/E}$, кабыл алынышы керек, муну менен бирге, $\bar{\lambda}_{uf,1}$ мааниси 7.3.9 талаптарына ылайык аныкталууга тийиш.

Коштаврдуу жана коробкалуу кесилиштин борбордон тышкары кысылган h_d маанисин тиешелүүлүгүнө жараша (34) жана (35) формулалар боюнча чыгаруу керек; муну менен бирге бул формулаларда $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_x$ жана $\bar{\lambda}_{uw}$ маанилер 9.4.2 ылайык кабыл алынышы керек.

7.3.7 Жээктүү листтердин туруктуулугун текшерүүдө асма тактайдын эсептелген туурасы b_{ef} катарында аралыкты кабыл алуу керек:

дубалдын кырынан жээктүү листтин (текченин) четине чейин - ширетилген элементтерде;

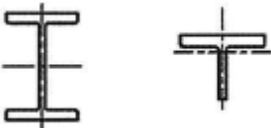
жээктеги четки болттун огунан жээктүү листтин четине чейин -фрикциялык жээктүү бирикмелери бар элементтерде;

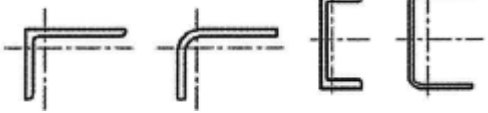
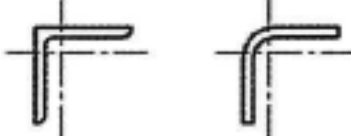
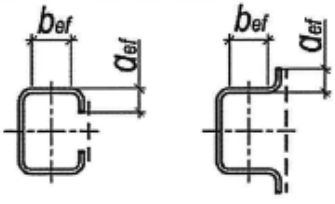
ички буралуунун башталышынан текченин четине чейин - прокаттык профилдерде;

буралуунун четинен текченин четине чейин – ийилген профилдерде (5-сүрөттү караңыз).

7.3.8 Эгерде жээктин (текче) асмасынын шарттуу ийкемдүүлүгү $\bar{\lambda}_f (b_{ef}/t_f) \sqrt{R_y/E}$, маанилери $\bar{\lambda} < 0,8$ же $\bar{\lambda} > 4$ болгондо ага ылайык $\bar{\lambda} = 0,8$ же $\bar{\lambda} = 4$ кабыл алуу керек болгон 10-таблицанын формулалары боюнча аныкталуучу жээктин (текче) асмасынын чектүү шарттуу ийкемдүүлүгүнүн маанисинен ашпаса, бүтүн кесилиштин борбордук кысылган элементтеринин жээктүү листтеринин (текчелеринин) туруктуулугу камсыз кылынган деп эсептелет.

10-т а б л и ц а

Кесилиш	Элементтин шарттуу ийкемдүүлүгү $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$ болгондо, жээктин (текченин) асмасынын чектелген шарттуу ийкемдүүлүгү $\bar{\lambda}_{uf}$
	$0,36 + 0,10\bar{\lambda}$ (37)

Кесилиш	Элементтин шарттуу ийкемдүүлүгү $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$ болгондо, жээктин (текченин) асмасынын чектелген шарттуу ийкемдүүлүгү $\bar{\lambda}_{uf}$
	$0,43 + 0,08\bar{\lambda}$ (38)
	$0,40 + 0,07\bar{\lambda}$ (39)
	$0,85 + 0,19\bar{\lambda}$ (40)
10-таблицада кабыл алынган белгилер: $\bar{\lambda}$ – борбордук кысууда туруктуулукка эсептелген элементтин шарттуу ийкемдүүлүгү. Э с к е р т ү ү – Кырлар менен жээктелген жээктердин (текчелердин) асмалары үчүн (37) жана (38) формулалар боюнча чыгарылган шарттуу ийкемдүүлүктүн чектик маанилерин $\bar{\lambda}_{uf}$ 1,5 коэффициентке, ал эми (39) формула боюнча - 1,6 коэффициентине көбөйтүү керек.	

7.3.9 Коробкалуу кесилиштин борбордук кысылган элементтеринде жээктүү листтин чектик шарттуу ийкемдүүлүгүн $\bar{\lambda}_{uf,1}$ коробкалуу кесилиштин дубалдары үчүн катарында 10-таблица боюнча кабыл алуу керек: $\bar{\lambda}_{uf,1} = (b_{ef,1}/t_f) \sqrt{R_y/E}$.

7.3.10 5-сүрөт боюнча жээктин (текченин) ийилүүсүнүн бийиктиги a_{ef} же жээктелген кырдын бийиктиги, эгерде бар болсо, планкалар менен бекемделбеген элементтерде $0,3 b_{ef}$ кем эмес жана тактайлар менен бекемделген элементтерде $0,2 b_{ef}$ болушу керек (10-таблицаны караңыз). Жээктелген кырдын калыңдыгы $2a_{ef} \sqrt{R_y/E}$ кем болбошу керек.

7.3.11 Борбордук кысылган элементтердин кесилиштерин чектик ийкемдүүлүк боюнча дайындоодо (10.4-ке ылайык) 9 жана 10-таблицаар боюнча аныкталуучу дубалдын $\bar{\lambda}_{lw}$ жана жээктердин $\bar{\lambda}_{lf}(\bar{\lambda}_{lf,1})$, чектик шарттуу ийкемдүүлүгүнүн маанилерин тиешелүү түрдө $\sqrt{\phi A R_y / N}$, коэффициентке көбөйтүү менен, бирок 1,25 тен көп эмес көбөйтүлүшү керек.

8 Ийилүүдө болот конструкцияларынын элементтерин эсептөө

8.1 Эсептөөнүн жалпы жоболору

Конструкциялардын багытына жана пайдалануу шарттарына жараша ийилүүчү элементтерди (устундарды) эсептөө 4.2.7 ылайык элементтерди үч класска бөлүү менен пластикалык майышууларды эске албастан же эске алуу менен жүргүзүлүшү керек.

1-класстагы устундар бардык түрдөгү жүктөмдөр үчүн колдонулуп, катуу майышуулардын чегинде эсептелиши керек; 2 жана 3-класстагы устундар статикалык жүктөмдөр үчүн колдонулуп, пластикалык майышуулардын өнүгүшүн эске алуу менен эсептелиши керек.

КЧЖЭ 2.01.07 боюнча 1К-8К иштөө режимдериндеги топтордун кран алдындагы кран жолдорунун устундары бекемдикти эсептөөдө 1-класска киргизүү керек.

Бисталдык устундарды 2-класска киргизүү керек жана дубалдагы чектелген пластикалык майышууларды эске алуу менен эсептөө керек, алардын мааниси катуу болоттон жасалган жээктеги R_{yf} эсептөө каршылыгына жеткенде аныкталышы керек.

8.2 Бүтүн кесилиштин ийилүүчү элементтеринин бекемдүүлүгүн эсептөө

8.2.1 1-класстагы устундардын бекемдүүлүгүн эсептөө төмөнкү формулалар боюнча аткарылышы керек:

негизги тегиздиктердин бириндеги моменттердин аракетинде

$$\frac{M}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (41)$$

туурасынан кеткен кесилиштеги аракетте

$$\frac{QS}{Lt_w R_S \gamma_C} \leq 1; \quad (42)$$

эки негизги тегиздиктердин бириндеги моменттердин аракетинде (бимомент болгондо)

$$\frac{M_x}{L_{xn} R_y \gamma_C} y \pm \frac{M_y}{L_{yn} R_x \gamma_C} x \pm \frac{B \cdot \omega}{L \omega R_y \gamma_C} \leq 1, \quad (43)$$

мында x жана y – негизги октордон кесилиштин каралып жаткан точкасына чейинки аралык, ал эми

ω – бул точканын секториалдык координатасы;

устундун дубалында моменттин жана туурасынан кеткен күчтүн бир эле учурдагы аракети

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_C} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad \tau_{xy} / R_S \gamma_C \leq 1, \quad (44)$$

мында $\sigma_x = M_{xy} / L_{xn}$ – устундун узунунан кеткен огуна параллель дубалдын ортоңку тегиздигиндеги кадимки чыңалуусу;

σ_y – бул дагы, устундун узунунан кеткен огуна перпендикуляр, анын ичинде

(47) формула боюнча аныкталуучу σ_{loc} ;

$\tau_{xy} = QS / (Lt_w)$ – дубалдагы кесүү чыңалуусу.

(44) формулада өзүнүн белгилери менен кабыл алынуучу σ_x жана σ_y чыңалуулары устундун дубалынын ошол эле чекитинде аныкталышы керек.

Бөлүнгөн устундар үчүн тирөөчтөгү туурасынан кеткен күчтүн аракетинин бекемдигин текшерүүдө (42) формуланы жээктердин иштешин эске албастан колдонуу керек.

(43) формуласы боюнча эсептелген устундарда устундун дубалындагы чыңалуунун мааниси эки негизги ийилүү тегиздигинде (44) формула боюнча текшерилиши керек.

Дубалды буроолордун тешиктеринде бошоткондо, (42) формуласынын сол бөлүгүн, ошондой эле (44) формуладагы маанини төмөнкү формула боюнча аныкталуучу коэффициентке τ_{xy} көбөйтүү керек

$$\alpha = s/(s-d), \quad (45)$$

мында s – бир вертикалдуу катардагы тешиктердин кадамы;

d – тешиктин диаметри.

8.2.2 Жогорку жээкке жүктөм колдонулган жерлерде, ошондой эле устундун тирөөчү кесилиштеринде жергиликтүү чыңалуу σ_{loc} болгондо, катуулук кырлары менен бекемделбеген устундун дубалынын бекемдигин эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (46)$$

мында

$$\sigma_{loc} = F/(l_{ef} t_w). \quad (47)$$

Бул жерде F – жүктөмдүн (күчтүн) эсептик мааниси;

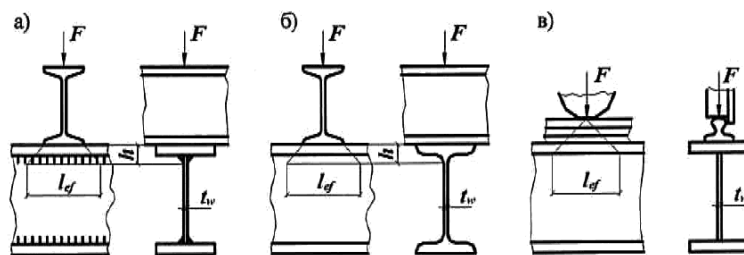
l_{ef} – төмөнкү формулалар боюнча аныкталуучу жүктөмдү бөлүштүрүүнүн шарттуу узундугу:

б-сүрөттөгү учурлар үчүн, а) жана б)

$$l_{ef} = b + 2h; \quad (48)$$

б-сүрөттөгү учурлар үчүн, в)

$$l_{ef} = \psi^3 \sqrt{I_{1f}/t_w}. \quad (49)$$



а) – ширетүүчү устун; б) – прокаттык устун; в) – крандын дөңгөлөгүнөн жүктөм болгондо ширетүүчү же прокаттык устундар

б-сүрөт – Устундун дубалына топтолгон жүктөмдү бөлүштүрүү схемалары мында h – эгерде төмөнкү устун ширетилген болсо, устундун үстүңкү жээгинин жана жээктүү жиктин катетинин калыңдыгынын суммасына барабар (б, а-сүрөттү караңыз) же эгерде төмөнкү устун прокаттык болсо, текченин сырткы бетинен

дубалдын ички бурулуусунун башталышына чейинки аралыкка барабар өлчөм, (6, б-сүрөттү караңыз);

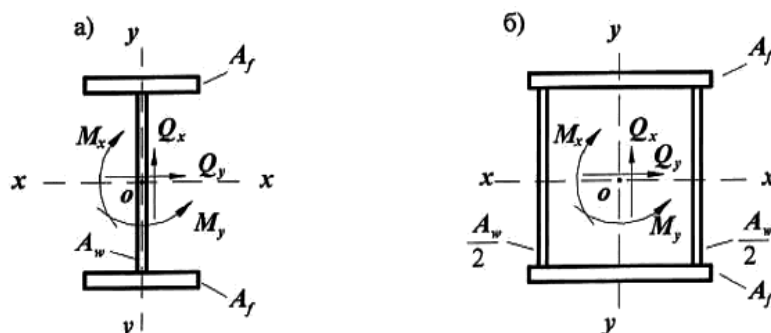
ψ – бирдей кабыл алынган коэффициент: 3,25 - ширетилген жана прокаттык устундар үчүн;

4,5 – фрикциялык жээктүү бирикмелери бар устундар үчүн;

I_{1f} – устундун жээгинин жана кран рельсинин өз инерция моменттеринин суммасы же жээк менен рельстин биргелешип иштешин камсыз кылуучу жик менен ширетилген учурда жээк жана рельстен турган кесилиштин инерция моменти;

b – үстүңкү элементтин таянычынын туурасы.

8.2.3 8.4.6, 8.5.8, 8.5.9 жана 8.5.18 талаптары сакталган жана $\tau_x = Q_x / A_w \leq 0,9R_s$ кесүү чыңалуулары болгон (тирөөчү кесилиштеринен тышкары) учурда 440 Н/мм^2 ченемдик каршылык көрсөтүүсү бар болоттон жасалган жуптаврдуу жана коробкалуу кесилиштердин 2 жана 3-класстагы кесилген устундарынын бекемдигин эсептөө (7-сүрөт) төмөнкү формулалар боюнча аткарылышы керек:



7-сүрөт - Эң катуу тегиздикте ийилгенде аларга таасир этүүчү күч-аракеттер менен устундардын жуптаврдуу (а) жана коробкалуу (б) кесилиштеринин схемалары ($L_x > L_y$)

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn,min} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (50)$$

эки негизги тегиздикте жана чыңалууда ийилгенде

$$\tau_y = Q_y / (2A_f) \leq 0,5R_s$$

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn,min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn,min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (51)$$

Бул жерде M_x, M_y – ийилген моменттердин абсолюттук маанилери;

c_x, c_y -, Е.1 таблицасы боюнча кабыл алынуучу коэффициенттер;

β – барабар кабыл алынуучу коэффициент:

$\tau_x \leq 0,5R_s$ $\beta = 1$ болгондо;

$0,5R_s < \tau_x \leq 0,9R_s$ болгондо

$$\beta = 1 - \frac{0,20}{a_f + 0,25} \left(\frac{\tau_x}{R_s} \right)^4, \quad (52)$$

мында $a_f = A_f / A_w$ - жээктин кесилишинин аянтынын дубал кесилишинин аянтына болгон катышы (симметриялык эмес кесилиш үчүн A_f - кичинекей жээктин аянты; коробкалуу кесилиш үчүн A_w - эки дубалдын кесилишинин жалпы аянты).

эң катуу тегиздикте ийилгенде ($L_x > L_y$) жана симметриялуу коштаврлардын тар буралышы

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn,min} R_y \gamma_c} + \frac{B}{c_\omega W_{\omega,min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (53)$$

мында c_ω – 10а таблицасы боюнча сызыктуу интерполяция менен аныкталат:

10а-т а б л и ц а

$\frac{M_x}{c_x W_{xn,min} R_y \gamma_c}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,99
c_ω	1,47 0	1,63 6	1,84 5	2,05 4	2,26 3	2,47 2	2,68 1	2,89 0	3,09 9	3,30 8	3,49 6

(50) жана (51) формулалардагы таза ийилүү зонасындагы кесилишти эсептөөдө c_x жана c_y коэффициенттеринин ордуна $\beta = 1$ кабыл алуу керек

$$c_{xm} = 0,5(1 + c_x); \quad c_{ym} = 0,5(1 + c_y).$$

Устундардын тирөөчү кесилишиндеги бекемдикти эсептөө ($M_x = 0$ жана $M_y = 0$ болгондо) төмөндөгүчө аткарылышы керек:

$$\frac{Q_x}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (54)$$

$$\frac{Q_y}{2A_f R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (55)$$

Дубалды болт үчүн тешиктери аркылуу бошоткондо (54) жана (55) формулалардын сол бөлүгүн (45) формуласы боюнча аныкталуучу коэффициентке α көбөйтүү керек.

Курама устундардын минималдуу кесилиштеринин өлчөмдөрүн белгилөө үчүн c_x жана c_y коэффициенттерин Е.1-таблицада берилген маанилерден аз, бирок 1,0 дөн кем эмес кабыл алуу керек. Ийилүүчү элементтердин минималдуу кесилиштерин тандоо методикасы болот конструкцияларын долбоорлоо эрежелеринде берилген.

8.2.4 Өзгөрүлмө кесилиштеги кесилген устундардын бекемдигин эсептөө 8.2.3 ылайык, пластикалык майышууларды эске алуу менен M жана Q күч-аракеттеринин эң жагымсыз айкалышы менен бир гана кесилиште аткарылат; устундун калган кесилиштеринде эсептөө Е.1-таблицадагыдан аз болгон c_x жана c_y коэффициенттердин маанилеринде (Е тиркемеси) же 8.2.1 ылайык аткарылышы керек.

8.2.5 8.4.6, 8.5.8, 8.5.9 жана 8.5.18 талаптарын сактоодо, симметриялуу эки огу бар, катуу тегиздикте ийилүүчү, 20% дан көп эмес айырмаланган чектеш аралыктары бар туруктуу жуптаврдуу жана коробкалуу кесилиштердин кесилбеген жана кармалбаган устундардын бекемдигин эсептөө тирөөч жана аралык моменттерин жарым-жартылай бөлүштүрүүнү эске алуу менен 2-класстагы элементтер катарында (50) формуласы боюнча аткарылышы керек.

Бул учурда, моменттин эсептелген мааниси төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$M = 0,5(M_{max} + M_{ef}), \quad (56)$$

мында M_{max} – болоттун ийкемдүү иштешин болжолдоодо кесилбеген устунду эске алуу менен аныкталуучу аралыктагы же тирөөчтөгү эң чоң ийилүү моменти;

M_{ef} – шарттуу ийилүү моменти, барабар:

а) чоң мааниге учтары менен допшолуу такалган кесилбеген устундарда:

$$M_{ef} = \max \left\{ \frac{M_1}{1 + \alpha/l} \right\}; \quad (57)^*$$

$$M_{ef} = 0,5M_2, \quad (58)$$

мында max символу андан кийинки бардык маанинин максимумун табуу керек дегенди билдирет;

M_1 – допшолуу такалган бир арыштуу устун катарында эсептелген четки арыштагы ийилген момент;

α – M_1 момент аракетте болгон кесилиштен четки таянычка чейинки аралык;

l – четки арыштын узундугу;

M_2 - допшолуу такалган бир арыштуу устун катарында эсептелген ортоңку арыштагы максималдуу ийилүүчү момент;

б) учтары кысылган бир арыштуу жана кесилбеген устундарда $M_{ef}=0,5M_3$, мында M_3 - тирөөчтөрдө допшолору бар устундар катарында эсептелген моменттердин эң чоңу;

в) бир жагы бекитилген жана экинчи жагы эркин такалган учу бар устунда M_{ef} маанисин (57) формула боюнча аныктоо керек.

(52) формуласындагы τ_x маанини M_{max} иштеп жаткан кесилиште эсептөө керек; эгерде M_{max} – арыштагы момент болсо, анда устундун тирөөч кесилишин текшерүү керек.

8.2.6 8.2.5 канааттандыруучу кесилбеген жана кыпчылган устундардын бекемдигин эсептөө, эки негизги тегиздикте ийилген учурда 8.2.5 ылайык тирөөч жана арыштуу моменттерин эки негизги тегиздикте кайра бөлүштүрүүнү эске алуу менен (51) формула боюнча аткарылышы керек.

8.2.7 8.2.5, 8.4.6, 8.5.8, 8.5.9 жана 8.5.18 талаптарын канааттандыруучу кесилбеген жана кыпчылган устундардын бекемдигин эсептөө ийилүү моменттерин кайра бөлүштүрүүнү жана шарттуу пластикалык допшолорунун пайда болушун, ошондой эле максималдуу ийилүү моменти менен кесилиштердеги τ_x тийүүчү чыңалуунун 8.2.3 ылайык таасирин эске алуу менен 3-класстагы элементтерди эсептөө катарында (50) формула боюнча аткарылышы керек.

8.2.8 8.4.4, 8.5.9 жана 8.5.17 талаптары сакталганда жана $\tau_x \leq 0,9R_s$ жана $\tau_y \leq 0,5R_s$ тийүүчү чыңалуу болгондо (тирөөчү кесилиштерден тышкары) эки октуу симметриясы бар жуптаврдуу жана коробкалуу кесилиштердин бисталдык кесилген устундарынын бекемдигин эсептөө 2-класстагы элементтерди эсептөө катарында төмөнкү формулалар боюнча аткарылышы керек:

бир негизги тегиздикте ийилгенде

$$\frac{M_x}{c_{xr}\beta_r W_{xn} R_{yw} \gamma_c} \leq 1; \quad (59)$$

эки негизги тегиздикте ийилгенде

$$\frac{M_x}{c_{xr}\beta_r W_{xn} R_{yw} \gamma_c} + \frac{M_y}{c_{yr} W_{yn} R_{yf} \gamma_c} \leq 1. \quad (60)$$

(59) жана (60) формулаларда:

$$c_{xr} = (\alpha_f r + 0,25 - 0,0833/r^2) / (\alpha_f + 0,167), \quad (61)$$

мында $\alpha_f = A_s / A_w$; $r = R_{yf} / R_{yw}$;

β_r – барабар кабыл алынуучу коэффициент:

$$\tau_x \leq 0,5R_s \beta_r = 1; \text{ болгондо}$$

$$0,5R_s < \tau_x < 0,9R_s \text{ болгондо}$$

$$\beta_r = 1 - \frac{0,2}{\alpha_f r + 0,25} \left(\frac{\tau_x}{R_{sw}} \right)^4; \quad (62)$$

c_{yr} – барабар кабыл алынуучу коэффициент 1,15 – жуптаврдуу кесилиш үчүн жана $1,05/r$ – коробкалуу кесилиш үчүн.

Таза ийилүү зонасы болгондо жана тирөөчү кесилиште, ошондой эле кесилиштин бошотулушун эске алуу менен бисталь устундарын эсептөө 8.2.3 жана болот конструкцияларын долбоорлоо эрежелерине ылайык аткарылышы керек.

8.3 Бүтүн кесилиштеги кран жолдорунун устундарынын бекемдигин эсептөө

8.3.1 Кран жолдорунун устундарынын бекемдигин эсептөө 8.2.1 ылайык КЧЖЭ 2.01.07-85 боюнча аныкталуучу вертикалдуу жана горизонталдуу жүктөмдөрдүн аракетине аткарылышы керек*.

8.3.2 Кран жолдорунун устундарынын дубалдарынын бекемдигин эсептөө (металлургия өндүрүшүнүн цехтериндеги 7К жана 8К иштөө режимдериндеги топторунун крандары үчүн устундарды кошпогондо) (44) формуласы боюнча аткарылышы керек, анда кесилбеген устундардын тирөөчтөрүндөгү кесилиштерди эсептөөдө 0,87 коэффициентинин ордуна 0,77 коэффициенти кабыл алынышы керек.

8.3.3 7К (металлургия өндүрүшүнүн цехтеринде) жана 8К иштөө режимдериндеги крандар үчүн туруктуулук чеги 440 Н/мм^2 ашпаган болоттон жасалган кран жолдорунун устундарынын дубалдарынын бекемдигин эсептөөдө төмөнкү шарттар аткарылышы керек:

$$\frac{\beta}{R_y} \sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq 1; \quad (63)$$

$$(\sigma_x + \sigma_{loc,x})/R_y \leq 1; \quad (64)$$

$$(\sigma_{loc,y} + \sigma_{fy})/R_y \leq 1; \quad (65)$$

$$(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy})/R_s \leq 1, \quad (66)$$

мында β – кесилген устундарды эсептөө үчүн 0,87 жана кесилбеген устундардын тирөөчтөрүндөгү кесилиштерди эсептөө үчүн 0,77 барабар кабыл алынган коэффициент;

$$\sigma_x = M/W_{xn}; \sigma_{loc,x} = 0,25\sigma_{loc,y}; \sigma_{loc,y} = \gamma_f \gamma_{f1} F_n / (t l_{ef}); \sigma_{fy} = M_t t a / (0,75 L_f h_w);$$

$$\tau_{xy} = Q / (th); \tau_{loc,xy} = 0,3\sigma_{loc,y}; \tau_{f,xy} = 0,25\sigma_{fy}. \quad (67)$$

(67) формулада:

M жана Q – КЧЖЭ 2.01.07 ылайык аныкталуучу эсептелген жүктөмдөн устундун кесилишиндеги ийилүү моменти жана туурасынан кеткен күч;

γ_f – КЧЖЭ 2.01.07 ылайык кабыл алынуучу кран жүктөмдөрү үчүн жүктөм боюнча бекемдик коэффициенти;

γ_{f1} – КЧЖЭ 2.01.07 боюнча кошумча коэффициентке ылайык кабыл алынуучу крандын бир дөңгөлөгүнөн топтолгон вертикалдуу жүктөмдүн көбөйтүү коэффициенти;

F_n – крандын бир дөңгөлөгүнөн топтолгон вертикалдуу жүктөмдүн толук ченемдик мааниси;

l_{ef} – 8.2.2 ылайык аныкталуучу шарттуу узундугу;

a – устундун дубалдарынын вертикалдуу кырларынын ортосундагы аралык;

M_t – төмөнкү формула боюнча аныкталуучу жергиликтүү буралуучу момент

$$M_t = \gamma_f \gamma_{f1} F_n e + 0,75 Q_t h_r, \quad (68)$$

мында $e=0,2b$, (бул жерде b – рельстин астынын туурасы);

Q_t – кран жолунун туурасынан багытталган, көпүрө крандарынын кыйшайышынан жана кран жолдорунун параллелсиздигинен келип чыккан жана КЧЖЭ 2.01.07 ылайык кабыл алынган эсептелген горизонталдык жүктөм;

h_r – кран рельсинин бийиктиги;

$L_f = L_t + b_f t_f^3 / 3$ - рельстин жана жээктин бурулуусундагы инерциянын өз моменттеринин суммасы, анда b_f жана t_f – устундун жогорку жээгинин туурасы жана калыңдыгы.

(63)-(67) формулалардагы бардык чыңалууларды "плюс" белгиси менен кабыл алуу керек.

8.3.4 Кран жолдорунун (монорельстердин) асма устундарынын бекемдигин эсептөө кран дөңгөлөгүнүн басымынан устундун огу боюнча жана туурасынан багытталган жергиликтүү нормалдуу чыңалууларды эске алуу менен аткарылышы керек.

8.3.5 1к-5К иштөө режимдеринин топторундагы крандар үчүн симметриянын эки огу бар жуптаврдуу кесилиштин кран жолдорунун бисталдык устундарынын бекемдигин эсептөө, $r = R_{yf} / R_{yw} \leq 1,5$ болгон учурда 8.3.2 талаптарына ылайык же

(60) формула боюнча аткарылышы керек, ал жерде:

M_y – горизонталдык тегиздиктеги толугу менен устундун жогорку жээгине өтүүчү ийилүү моменти;

$W_{xn} = W_{xnf}$ – у-у огуна салыштырмалуу жогорку жээктин кесилишинин каршылык моменти;

c_y -1,15 барабар кабыл алынган коэффициент.

8.4 Бүтүн кесилиштин ийилүү элементтеринин жалпы туруктуулугун эсептөө

8.4.1 8.2.1 жана 8.2.8 талаптарын канааттандырган 1-класстагы жуптаврдуу устундардын, ошондой эле 2-класстагы бисталдык устундардын туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек:

кесилиш симметрия тегиздигине дал келген дубал тегиздигинде ийилгенде

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (69)$$

Эки негизги тегиздикте ийилгенде (жана бимоменттер болгондо)

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \pm \frac{M_y}{W_{cy} R_y \gamma_c} \pm \frac{B}{W_{c\omega} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (70)$$

(69) жана (70) формулаларда:

φ_b – каптал жылышууларга жана бурулушка бекитилген тирөөчү кесилиштери бар устундар үчүн Ж тиркемеси боюнча аныкталуучу ийилген туруктуулук коэффициенти;

W_{cx} – кысылган жээктин көбүрөөк кысылган буласы үчүн эсептелген x - x огуна карата кесилиштин каршылык моменти;

W_{cy} – кысылган жээктин көбүрөөк кысылган чекитинин көбүрөөк кысылган буласы үчүн эсептелген ийилген тегиздикке дал келген y - y огуна карата кесилиштин каршылык көрсөтүү моменти;

$W_{c\omega}$ – кысылган жээктин көбүрөөк кысылган чекитинин көбүрөөк кысылган буласы үчүн эсептелген кесилиштин каршылыгынын секторалдык моменти.

Эгерде каралып жаткан чекитте тиешелүү күч кысууну пайда кылса, (70) формуладагы экинчи жана үчүнчү мүчөлөрүнүн "+" белгиси кабыл алынат.

(69) жана (70) формулалардагы бисталь устундары үчүн, ошондой эле φ_b , R_y , аныктоодо, R_{yf} алмаштыруу керек.

8.4.2 φ_b маанини аныктоодо устундун эсептик узундугу l_{ef} катарында туурасынан кеткен жылышуулардан (узунунан же туурасынан кеткен байланыш түйүндөрү, катуу төшөлмө бекитилген жер) кысылган жээктин бекитилген жерлеринин ортосундагы аралыкты кабыл алуу керек; $l_{ef}=l$ байланыштары жок болбогондо (мында l – устундун арышы); консолдун эсептик узундугу катарында төмөндөгүнү кабыл алуу керек: горизонталдуу тегиздиктеги консолдун аягында кысылган жээк бекитилбегенде $l_{ef}=l$ (бул жерде, l – консолдун узундугу) же горизонталдуу тегиздиктеги кысылган жээктин бекитилген жерлеринин ортосундагы аралык – жээк консолдун аягында же узундугу боюнча бекитилгенде.

8.4.3 Жуптаврдуу кесилиштин кран жолдорунун устундарынын туруктуулугун эсептөө (70) формуласы боюнча аткарылышы керек, анда: M_y - толугу менен устундун үстүнкү жээгине өткөрүүчү горизонталдык тегиздиктеги ийилүү моменти; $W_y=W_{yf}$ - y - y огуна карата жогорку жээктин кесилишинин каршылык моменти.

8.4.4 1-класстагы устундардын, ошондой эле 2-класстагы бисталдык устундардын туруктуулугу камсыз кылынган деп эсептелет:

а) устундун кысылган жээгине үзгүлтүксүз таянган жана аны менен ширетүүнүн, буроолордун, өзү тешип өтүүчү бурамалардын ж. б. жардамы менен байланышкан катуу төшөлмө (оор, жеңил жана уюлдук бетондордон жасалган темир бетон плиталары, жалпак жана профилдүү металл төшөлмөлөрү, толкундуу болот ж. б.) аркылуу устунга жүктөмдү берүүдө; муну менен бирге, сүрүлүү күчүн эске алуунун кереги жок;

б) (69) формула боюнча эсептелген жана чоюлган жээктин туурасы кысылган жээктин туурасына 0,75 тен кем эмес катышы бар болгон симметриялуу жуптаврдуу кесилиштеги же асимметриялуу – көбүрөөк кысылган жээктүү устундар үчүн 11-таблицанын формулалары боюнча аныкталуучу анын чектик

маанилеринен $\bar{\lambda}_{ub}$, ашпаган устундун кысылган жээгинин шарттуу ийкемдүүлүгүнүн маанилеринде $\bar{\lambda} = (l_{ef}/b) \sqrt{R_{yf}/E}$.

11-т а б л и ц а

Жүктөм коюлуучу жер	Прокаттык же ширетилген устундун кысылган жээгинин шарттуу чектик ийкемдүүлүгү $\bar{\lambda}_{ub}$
Үстүңкү жээкке	$0,35+0,0032b/t+(0,76-0,02b/t) b/h$ (71)
Төмөнкү жээкке	$0,57+0,0032 b/t+(0,92-0,02 b/t) b/h$ (72)
Байланыштардын ортосундагы же таза ийилүүдө устундун участогун эсептөөдө жүктөм коюу деңгээлине карабастан	$0,41+0,0032b/t+(0,73-0,016 b/t) b/h$ 73)
11-таблицада кабыл алынган белгилер: b жана t – кысылган жээктин туурасы жана калыңдыгы; h – жээк листтеринин окторунун ортосундагы аралык (бийиктиги). Э с к е р т ү ү л ө р 1 $\bar{\lambda}_{ub}$ маани $1 \leq h/b \leq 6$ жана $15 \leq b/t \leq 35$ учурда аныкталган; 11-таблицадагы формулалардагы b, $c/t < 15$ катыштагы устундар үчүн $b/t=15$ кабыл алуу керек. 2 Фрикциялык жээктүү бириктиргичтери бар устундар үчүн $\bar{\lambda}_{ub}$ маанилерди 1,2 ге көбөйтүү керек. 3 $\bar{\lambda}_{ub}$ маанилерди $\sqrt{R_{yf}/\sigma}$, коэффициентке көбөйтүү менен чоңойтуу керек, анда $\sigma = M/(W_c \gamma_c)$.	

8.4.5 Ийилген элементтин туруктуулугун камсыз кылышы керек болгон узунунан же туурасынан кеткен байланыштардын катуу төшөлмөнүн кысылган жээгине бекиткичтер иш жүзүндө же шарттуу туурасынан кеткен күчкө эсептелиши керек. Муну менен бирге, шарттуу туурасынан кеткен күчтү төмөнкүчө аныктоо керек:

устундарды өзүнчө бекитүүдө - (18) формула боюнча, анда $\lambda = l_{ef}/i$ ийкемдүүлүктө негизги типтеги кесилиш үчүн (7-таблицаны караңыз) ϕ аныктоо керек (мында горизонталдуу тегиздиктеги кысылган жээктин кесилишинин инерция радиусу), ал эми N – төмөнкү формула боюнча эсептөө керек

$$N=(A_f r+0,25A_w)R_{yw}, \quad (74)$$

мында A_f жана A_w – кысылган жээктин кесилиштин жана буга ылайык дубалдын аянттары;

$$r = R_{yf} / R_{yw} \geq 1,0;$$

R_{yf} жана R_{yw} – кысылган жээктин болотунун жана буга ылайык дубалдын эсептик каршылыгы

Жыш бекитилгенде – формула боюнча

$$q_{fic} = 3Q_{fic} / l, \quad (75)$$

мында q_{fic} – устундун жээгинин узундугунун бирдигине шарттуу туурасынан кеткен күч;

Q_{fic} - (18) формула боюнча аныкталуучу шарттуу туурасынан кеткен күч, анда $\varphi=1$, ал эми N (74) формула боюнча эсептелиши керек.

8.4.6 2-жана 3-класстагы устундардын туруктуулугу а) же б) 8.4.4 эсептөөнүн талаптарын аткарууда 11-таблицанын формулалары боюнча аныкталуучу $\bar{\lambda}_{ub}$, маанилерин коэффициентке көбөйтүү шартында камсыз кылынган деп эсептелет

$$\delta = 1 - 0,6(c_{1x} - 1)/(c_x - 1), \quad (76)$$

мында c_{1x} – формулалардан чоңураак маани боюнча аныкталуучу коэффициент:

$$c_{1x} = M_x / (W_{xn} R_y \gamma_c) \text{ или } c_{1x} = \beta c_x \quad (77)$$

жана $1 < c_{1x} \leq c_x$ чегинде өзгөрүлүүчү

Бул жерде M_x – кесилиштеги ийилүү моменти;

β – (52) формула боюнча кабыл алынуучу коэффициент;

c_x – Е.1 таблицага ылайык кабыл алынуучу коэффициент.

Муну менен бирге, устундун жээгинин шарттуу чектик ийкемдүүлүгүнүн төмөндөгүчө кабыл алынуучу мааниси:

$\bar{\delta \lambda}_{ub}$ – пластикалык майышуулар эске алынган устундун узундугунун бөлүгүндө;

$\bar{\lambda}_{ub} - \sigma = M / W_{n,min} \leq R_y \gamma_c$ кесилиштериндеги чыңалуулары бар устундун узундугунун бөлүгүндө;

Пластикалык майышууларды эсепке алуу чоюлганга караганда анча өнүкпөгөн, кысылган жээктүү устундарды эсептөөдө - а) 8.4.4. которуу талаптарын аткарууда гана

8.5 Бүтүн кесилиштин ийилүүчү элементтеринин дубалдарынын жана жээк листтеринин туруктуулугун текшерүү

8.5.1 Эгерде 8.2.1, 8.3.1-8.3.3, 8.4.1 - 8.4.5 талаптары аткарылса жана дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгү $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w) \sqrt{R_y / E}$ (5-сүрөт) $\bar{\lambda}_{uw}$ маанилеринен ашпаса, 1-класстагы устундардын дубалдарынын туруктуулугу камсыз кылынган деп эсептөө керек

3,5 – эки тараптуу жээк жиктери бар устундарда ($\sigma_{loc} = 0$) жергиликтүү чыңалуу жок болгондо;

3,2 – ошондой эле, бир тараптуу жээк жиктери бар устундарда;

2,5 – эки тараптуу жээк жиктери бар устундарда σ_{loc} жергиликтүү чыңалуу бар болгондо.

Муну менен бирге, 8.5.9 же 8.5.11 жана 8.5.12 ылайык катуулуктун туурасынан кеткен (жана тирөөчү) кырларды орнотуу керек.

8.5.2 1-класстагы устундардын дубалдарынын туруктуулугун текшерүү "плюс" белгиси менен кабыл алынган дубалдын эсептик чегиндеги σ эң чоң кысуучу чыңалууну, орточо тийүүчү чыңалууну жана топтолгон жүктөмдөгү дубалдагы σ_{loc} жергиликтүү чыңалууну эске алуу менен аткарылышы керек.

σ жана τ чыңалууну төмөнкү формулалар боюнча чыгаруу керек:

$$\sigma = M_y / L_x; \quad (78)$$

$$\tau = Q / (t_w h_w), \quad (79)$$

мында M жана Q – ийилүү моментинин жана туурасынан кеткен күчтүн орточо мааниси, отсектин чегинде; эгерде отсектин a узундугу (катуулуктун туурасынан кеткен кырларынын окторунун ортосундагы аралык) анын эсептик бийиктигинен h_{ef} , чоң болсо, анда M жана Q маанилери узундугу h_{ef} , барабар болгон көбүрөк чыңалган участок үчүн орточо катары эсептелиши керек; эгерде отсектин чегинде

момент же тууралжын күч белгисин өзгөртсө, анда алардын орточо мааниси бир белгиси бар отсектин участогунда эсептелиши керек;

h_{ef} – 7.3.1 боюнча кабыл алынган дубалдын эсептик бийиктиги;

h_w – дубалдын толук бийиктиги.

Топтолгон жүктөмдөгү дубалдагы жергиликтүү чыңалуу $\sigma_{loc}(\sigma_{loc,y})$ 8.2.2

жана 8.3.3 боюнча аныкталышы керек.

Чоюлган жээкке топтолгон жүктөм коюлганн устундардын отсектеринде бир эле учурда σ жана τ же и гана эске алынышы керек.

8.5.3 Катуулуктун туурасынан кеткен кырлары менен гана бекемделген симметриялуу кесилиштин 1-класстагы устундарынын дубалдарынын бекемдиги (8-Сүрөт), жергиликтүү чыңалуу ($\sigma_{loc} \neq 0$) болгондо жана дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгү $\bar{\lambda} \leq 6\sqrt{R_y/\sigma}$ болгондо, эгерде төмөнкү шарт аткарылса камсыз кылынган деп эсептелет

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau + \tau_{cr})^2} / \gamma_c \leq 1, \quad (80)$$

$\sigma, \sigma_{loc}, \tau$ – 8.5.2 талаптарына ылайык аныкталуучу чыңалуу;

σ_{cr} – төмөнкү формула боюнча эсептелинүүчү кооптуу чыңалуу

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}^2 w, \quad (81)$$

мында c_{cr} – 8.5.4-8.5.6 ылайык аныкталуучу коэффициент;

$\sigma_{loc,cr}$ – төмөнкү формула боюнча эсептелинүүчү кооптуу чыңалуу

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}^2 w \quad (82)$$

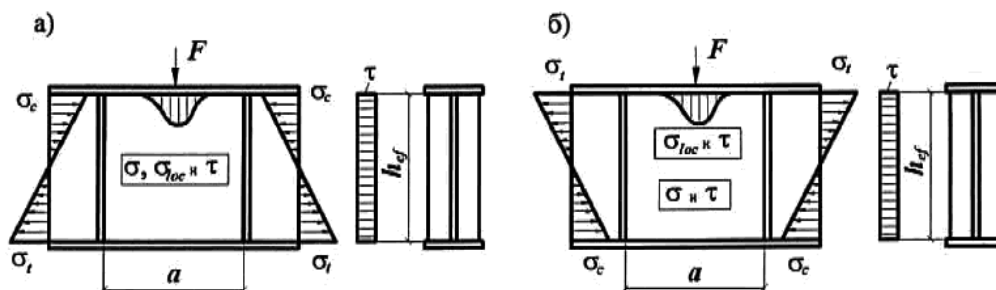
мында c_1 жана c_2 – 8.5.5 ылайык аныкталуучу коэффициенттер;

τ_{cr} – төмөнкү формула боюнча эсептелинүүчү кооптуу чыңалуу

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + 0,76/\mu^2) R_s / \bar{\lambda}^2 d, \quad (83)$$

Бул жерде μ – дубалдын отсегинин чоң тарабынын кичинекей тарабынан болгон катышы;

$\bar{\lambda}_d = (d/t_w) \sqrt{R_y/E}$; d – дубалдын отсегинин тараптарынын кичинекейи (h_{ef} же a).



а) – топтолгон жүктөмдү кысылган жээкке колдонууда;

б) – ошондой эле, чоюлган жээкке

8-сүрөт – Катуулуктун туурасынан кеткен кыр менен бекемделген устундун участогунун схемасы

8.5.4 8.5.3 боюнча устундар үчүн (81) формуладагы c_{cr} коэффициентин $\sigma_{loc} = 0$ болгондо 12-таблица боюнча жээктик бирикмелердин түрүнө жана төмөнкү формула боюнча эсептелген δ коэффициенттин маанисине жараша аныктоо керек

$$\delta = \beta (b_f / h_{ef}) (t_f / t_w)^3, \quad (84)$$

мында β – 13-таблица боюнча кабыл алынуучу коэффициент;

b_f , t_f – устундун кысылган жээгинин туурасы жана калыңдыгы.

12-т а б л и ц а

Устундардын жээктик бирикмелери	δ болгондогу c_{cr} маани, барабар						
	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30,0$
Ширетилген	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5
Фрикциялык	35,2						

13-т а б л и ц а

Устундар	Кысылган жээктин шарттуу иштеши	β
Кран жолдорунун	Кран рельсалары ширетилген эмес	2,0
	Кран рельсалары ширетилген	∞
Башкалар	Плиталар тийип тураганда	∞
	Башка учурларда	0,8
Э с к е р т ү ү – Чоюлган жээкке топтолгон жүктөм колдонулган кран жолдорунун устундарынын отсектери үчүн δ коэффициентти эсептөөдө $\beta = 0,8$ кабыл алуу керек.		

8.5.5 $\sigma_{loc} \neq 0$ болгондо (82) формуласы боюнча $\sigma_{loc,cr}$ маанилерди эсептөөдө төмөнкүлөрдү кабыл алуу керек:

c_1 – 14-таблица боюнча a/h_{ef} катышына жана $\rho = 1,04l_{ef}/h_{ef}$ маанисине жараша (бул жерде l_{ef} мааниси 8.2.2 талаптарына ылайык аныкталышы керек);

c_2 – 15-таблица боюнча a/h_{ef} катышына жана (84) формула боюнча эсептелген δ мааниге жараша; фрикциялык жээктик бирикмелери бар устундар үчүн $\delta=10$ кабыл алынышы керек.

$\sigma_{loc} \neq 0$ болгон учурда (80) формула боюнча дубалды текшерүү маанисине жараша жүргүзүлүшү керек:

а) $a/h_{ef} \leq 0,8$ катышта σ_{cr} маанини (81) формула боюнча 8.5.4 эске алуу менен аныктоо керек.

Эгерде топтолгон жүктөм чоюлган жээкке колдонулса (8, б-сүрөт), анда дубалды текшерүүдө (84) формула боюнча δ коэффициентти аныктоодо σ_{loc} жана τ гана эске алуу менен b_f жана t_f катарында чоюлган жээктин туурасын жана калыңдыгын кабыл алуу керек.

14-т а б л и ц а

ρ	$a/h_{ef} (a_1/h_{ef})$ болгондогу c_1 маани, барабар									
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
0,10	56,7	46,6	41,8	34,9	28,5	24,5	21,7	19,5	17,7	16,2
0,15	38,9	31,3	27,9	23,0	18,6	16,2	14,6	13,6	12,7	12,0
0,20	33,9	26,7	23,5	19,2	15,4	13,3	12,1	11,3	10,7	10,2
0,25	30,6	24,9	20,3	16,2	12,9	11,1	10,0	9,4	9,0	8,7
0,30	28,9	21,6	18,5	14,5	11,3	9,6	8,7	8,1	7,8	7,6
0,35	28,0	20,6	17,4	13,4	10,2	8,6	7,7	7,2	6,9	6,7
0,40	27,4	20,0	16,8	12,7	9,5	7,9	7,0	6,6	6,3	6,1

15-т а б л и ц а

δ	$a/h_{ef} (a_1/h_{ef})$ болгондогу c_2 коэффициенттин мааниси, барабар							
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,00	1,20	1,40	$\geq 1,60$
≤ 1	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
2	1,64	1,64	1,64	1,67	1,76	1,82	1,84	1,85
4	1,66	1,67	1,69	1,75	1,88	2,01	2,09	2,12
6	1,67	1,68	1,70	1,77	1,92	2,08	2,19	2,26
10	1,68	1,69	1,71	1,78	1,96	2,14	2,28	2,38
≥ 30	1,68	1,70	1,72	1,80	1,99	2,20	2,38	2,52

16-т а б л и ц а

a/h_{ef} же $a/(2h_c)$ барабар болгондо c_r мааниси							
$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
По таблице 12	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

τ_{cr} маани бардык учурларда секстин факт жүзүндөгү өлчөмдөрү боюнча эсептелиниши керек.

8.5.6 Катуулуктун туурасынан кеткен кырлары менен гана бекемделген, көбүрөөк өнүккөн кысылган жээктүү асимметриялык жуптаврдуу кесилиштин 1-класстагы устундарынын дубалдарынын туруктуулугу, эгерде (80) шарт төмөнкү өзгөрүүлөрдү эске алуу менен аткарылса, камсыз кылынган деп эсептелет:

(81) жана (84) формулалар боюнча маанилерди σ_{cr} эсептөөдө, h_{ef} маанинин ордуна, дубалдын кысылган зонасынын эки эселенген бийиктиги $2h_c$ кабыл алынат;

$a/h_{ef} > 0,8$ жана $\sigma_{loc} \neq 0$ болгон учурда жана 8.5.5 берилген эки текшерүү жүргүзүлөт, анда 16 - таблица боюнча c_{cr} жана (81) формула боюнча h_{ef} маанинин ордуна c_{cr} аныктоодо дубалдын кысылган зонасынын эки эселенген бийиктиги $2h_c$ кабыл алынат;

τ_{cr} жана $\sigma_{loc,cr}$ маанилер отсектин факт жүзүндөгү өлчөмдөрү боюнча эсептелиниши керек.

8.5.7 Катуулуктун туурасынан кеткен кырлары менен гана бекемделген, көбүрөөк өнүккөн кысылган жээктүү асимметриялык жуптаврдуу кесилиштин 1-класстагы устундарынын дубалдарынын туруктуулугу, бир эле учурда σ жана τ чыңалуунун таасири болгон учурда жана σ_{loc} чыңалуу жок болгондо эгерде төмөнкү шарт аткарылса, камсыз кылынган деп эсептелет:

$$\frac{0,5\sigma_1}{\sigma_{cr}\gamma_c} \left(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2} \right) \leq 1 \quad (85)$$

мында $\alpha = (\sigma_1\sigma_2)/\sigma_1$; $\beta = (\sigma_{cr}/\sigma_1)(\tau/\tau_{cr})$; σ_{cr} - (81) формула боюнча.

Бул жерде σ_1 жана σ_2 – тиешелүү түрдө "плюс" жана "минус" белгиси менен кабыл алынган жана (78) формула боюнча аныкталуучу дубалдын эсептик чектериндеги кысуучу жана чоюучу чыңалуулар;

τ жана τ_{cr} – (79) жана (83) формулалар боюнча аныкталуучу тийүүчү чыңалуулар;

$c_{cr} - \alpha$. жараша 17-таблица боюнча аныкталуучу коэффициент

17-т а б л и ц а

α	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
c_{cr}	10,2	12,7	15,5	20,0	25,0	30,0

8.5.8 Бир тектүү болоттон жана бисталдан жасалган 2 жана 3-класстагы устундардын дубалдарынын туруктуулугу, жергиликтүү чыңалуу ($\sigma_{loc} = 0$) жок болгон учурда жана 7.3.1, 8.2.3 жана 8.2.8 талаптарын сактоо менен төмөнкү шарттар аткарылганда камсыз кылынган деп эсептелүүгө тийиш:

а) кош симметриялуу жуптаврдуу жана коробкалуу кесилиштеги устундар үчүн

$$M / \left[R_{yf} \gamma_c h_{ef}^2 t_w (r \alpha_f + \alpha) \right] \leq 1, \quad (86)$$

мында α – 18-таблица боюнча аныкталуучу коэффициент (8.5.1 боюнча $\tau = Q/A_w$ жана $\bar{\lambda}_w$ болгондо);

18-т а б л и ц а

τ/R_{sw}	$\bar{\lambda}_w$ болгондогу α мааниси, барабар							
	2,2	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
0	0,240	0,239	0,235	0,226	0,213	0,195	0,173	0,153
0,5	0,203	0,202	0,197	0,189	0,176	0,158	0,136	0,116
0,6	0,186	0,185	0,181	0,172	0,159	0,141	0,119	0,099
0,7	0,167	0,166	0,162	0,152	0,140	0,122	0,100	0,080
0,8	0,144	0,143	0,139	0,130	0,117	0,099	0,077	0,057
0,9	0,119	0,118	0,114	0,105	0,092	0,074	0,052	0,032

r – 8.4.5 боюнча аныкталышы керек;

б) туурасынан кеткен кырлар менен гана бекемделген көбүрөөк өнүккөн кысылган жээктүү асимметриялык жуптаврдуу кесилиш устундары үчүн,

$$M / \left\{ \left[\sigma_1 A_{f1} h_1 + \sigma_2 A_{f2} (h_w - h_1) + 4 h_1^2 t_w \alpha R_{yw} + h_w t_w (h_w - 2 h_1) \sqrt{R_{yw}^2 - 3 \tau^2} / 2 \right] \gamma_c \right\} \leq 1, \quad (87)$$

мында σ_1, σ_2 , – кысылган жана чоюлган жээктердеги чыңалуу, эгерде $\sigma_1 \geq R_{yf}$ же $\sigma_2 \geq R_{yf}$, болсо $\sigma_1 = R_{yf}$ же $\sigma_2 = R_{yf}$ тиешелүү түрдө кабыл алынышы керек.

(87) туюнтмада дубалдын кысылган зонасынын бийиктигин төмөнкү формула боюнча аныктоо керек

$$h_1 = A_w / (2 t_w) + (A_{f2} \sigma_2 - A_{f1} \sigma_1) / (2 t_w \sqrt{R_{yw}^2 - 3 \tau^2}). \quad (88)$$

M жана Q маанилерин устундун бир кесилишинде эсептөө керек.

8.5.9 Устундардын дубалдарын туурасынан кеткен кырлар менен бекемдөө керек:

1-класстагы устундарда, эгерде дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгүнүн мааниси $\bar{\lambda}_w$ 3,2 ден жогору болсо - устундун жээгинде кыймылдуу жүктөм жок болсо же 2,2-мындай жүктөм болсо;

2-жана 3-класстагы устундарда – устундун узундугундагы пластикалык деформациялар эске алынган участокторунда дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгүнүн бардык маанилеринде, ал эми калган участоктордо - 1-класстагы устундардагыдай.

Туурасынан кеткен кырлардын ортосундагы аралык $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$ болгондо $2 h_{ef}$ жана $\bar{\lambda}_w < 3,2$ болгондо $2,5 h_{ef}$ ашпашы керек.

Эгерде (71) формула боюнча аныкталуучу маанилерден ашпаса, 1-класстагы устундар үчүн бул аралыктарды $3 h_{ef}$ маанисине чейин көбөйтүү устундун жана дубалдын туруктуулугу 8.4.4 а) же б) эсептөөлөрүнүн талаптарын аткаруу менен камсыз болгон шартта аткарылышы керек.

Катуулуктун туурасынан кеткен кырлары кыймылсыз топтолгон жүктөмдөр колдонулган жерлерге жана устундардын тирөөчтөрүнө орнотулушу керек.

Катуулуктун туурасынан кеткен кырларынын жоктугу 8.2.2 боюнча эсептер менен негизделиши керек.

Туурасынан кеткен кырлар менен гана бекемделген дубалда алардын чыгып турган бөлүгүнүн b_r туурасы жупташкан кыр үчүн - $(h_w/30+25)$ ммдан кем эмес, бир тараптуу кыр үчүн - $(h_w/24+40)$ ммдан кем эмес болушу керек; кырдын калыңдыгы $2b_r \sqrt{R_y / E}$ кем болбошу керек.

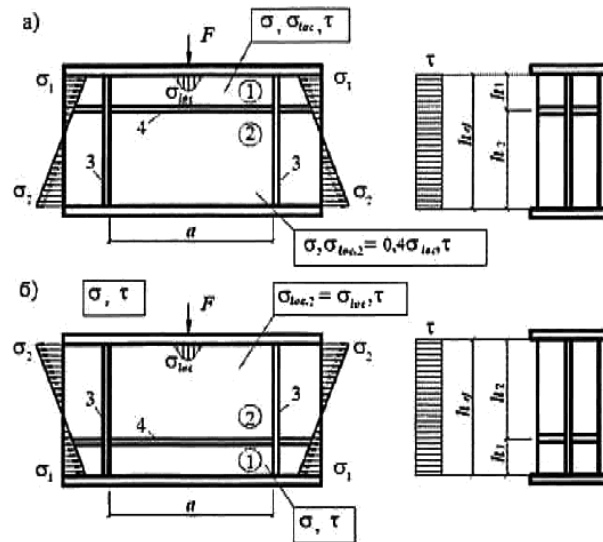
Дубалга перо менен ширетилген жалгыз бурчтардан турган катуулуктун бир тараптуу туурасынан кеткен кырлар менен бекемдегенде, мындай кырдын кырга жакын турган дубалдын чети менен дал келген огуна карата эсептелген инерция моменти жупташкан кырдан кем болбоого тийиш.

8.5.10 Жогорку жээкке топтолгон жүктөм колдонулган жерде жайгашкан катуулуктун туурасынан кеткен кыры төмөнкү туруктуулукту эсептөө менен текшерилиши керек: эки тараптуу кыр - борбордук кысылган мамы катары, ал эми бир тараптуу - дубалдын ортоңку тегиздигинен мамынын эсептелген кесилишинин оордук борборуна чейинки аралыкка барабар болгон эксцентриситет кысылган мамы катары. Муну менен бирге, мамынын эсептелген кесилишине катуулуктун кыр кесилишин жана кырдын ар бир тарабындагы туурасы $0,65 t_w \sqrt{E / R_y}$ болгон дубал тилкелерин камтуу керек, ал эми мамынын эсептелген узундугу дубалдын эсептелген бийиктигине h_{ef} барабар кабыл алынышы керек.

8.5.11 Ийилүүдөн кадимки чыңалуу аракетин болгондо туруктуулугу камсыз кылынбаган 1-класстагы устундардын дубалдары, ошондой эле дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгүнүн $\bar{\lambda}_w > 5,5 \sqrt{R_y / \sigma}$ маанисинде (мында σ – устундун кысылган

жээгиндеги чыңалуу) туурасынан кеткен кырга кошумча орнотула турган катуулуктун узунунан кеткен кыры менен бекемделиши керек.

8.5.12 1-класстагы симметриялуу жуптаврдуу кесилиштеги устундун дубалында, туурасынан кеткен кырларынан тышкары, кысылган отсектин четинен h_1 аралыкта жайгашкан катуулуктун узунунан турган бир жуп кырлары менен бекемделген (9-сүрөт), бул кыр отсектерди бөлүп турган эки пластинканы өз-өзүнчө эсептөө керек:



а) – кысылган үстүңкү жээги бар устун; б) - чоюлган үстүңкү жээги бар устун

9-сүрөт – Катуулуктун туурасынан кеткен (3) жана узунунан (4) турган кырлар менен бекемделген устундун схемасы а) кысылган жээк менен узунунан кеткен кырлардын ортосунда жайгашкан 1 пластинка, формула боюнча

$$\frac{1}{\gamma_c} \left[\sigma / \sigma_{cr,1} + \sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr,1} + (\tau / \tau_{cr,1})^2 \right] \leq 1, \quad (89)$$

бул жерде $\sigma, \sigma_{loc}, \tau$ маани 8.5.2 талаптарына ылайык аныкталышы керек, ал эми $\sigma_{cr,1}$ жана $\sigma_{loc,cr,1}$ маани – төмөнкү формулалар боюнча:

$\sigma_{loc} = 0$ болгондо

$$\sigma_{cr,1} = \frac{4,76}{1 - h_1 / h_{ef}} \cdot \frac{R_y}{\lambda_1}, \quad (90)$$

мында $\lambda_1 = (h_1 / t_w) \sqrt{R_y / E}$;

$\sigma_{loc} \neq 0$ и $\mu_1 = a / h_1 \leq 2$ болгондо ($\mu_1 > 2$ болгондо $\mu_1 = 2$ кабыл алуу керек)

$$\sigma_{cr,1} = \frac{1,19\psi}{1-h_1/h_{ef}} \cdot \frac{R_y}{\lambda_1}; \quad (91)$$

$$\sigma_{loc,cr,1} = \psi(1,24 + 0,476\mu_1) \frac{R_y}{\lambda \alpha}, \quad (92)$$

мында

$$\psi = (\mu_1 + 1/\mu_1)^2 \text{ жана } \bar{\lambda}a = (a/t_w \sqrt{R_y/E}); \quad (93)$$

$\tau_{cr,1}$ – текшерилип жаткан пластинканын өлчөмдөрүн алмаштыруу менен

(83) формуласы боюнча аныкталышы керек болгон критикалык чыңалуу;

б) узунунан кеткен кыр менен чоюлган жээктин ортосунда жайгашкан 2 пластинка-формула боюнча

$$\frac{1}{\gamma_c} \sqrt{\left[\frac{\sigma(1-2h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr,2}} + \frac{\sigma_{loc,2}}{\sigma_{loc,cr,2}} \right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr,2}} \right)^2} \leq 1, \quad (94)$$

мында σ жана τ - 8.5.2 боюнча аныкталуучу чыңалуу;

$$\sigma_{cr,2} = \frac{5,43}{(0,5-h_1/h_{ef})^2} \cdot \frac{R_y}{\lambda_w}, \quad (95)$$

мында

$$\bar{\lambda}_w = (h_2/t_w) \sqrt{R_y/E}; \quad (96)$$

$\sigma_{loc,2}$ – жүктөм кайсы жээкке жүктөлгөнүнө жараша чыңалуу: кысылганга

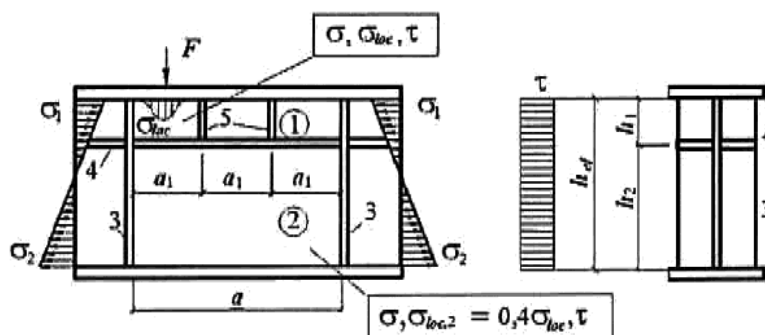
(9, а -сүрөттү караңыз) $0,4\sigma_{loc}$ барабар кабыл алынат (бул жерде σ_{loc} 8.5.2 ылайык аныктоо керек); чоюлганга (9, б-сүрөттү караңыз) – $\sigma_{loc,2} = \sigma_{loc}$;

$\sigma_{loc,cr,2}$ - (82) формуласы боюнча аныкталуучу чыңалуу, мында c_1 жана c_2 тиешелүүлүгүнө жараша $\rho = 0,4$ болгондо 14-таблица боюнча жана $\delta = 1$ болгондо 15-таблица боюнча, h_{ef} маанини $(h_{ef} - h_1)$ мааниге алмаштыруу менен аныктоо керек;

$\tau_{cr,2}$ – ага текшерилүүчү плитанын өлчөмдөрүн алмаштыруу менен (83) формула боюнча аныкталган чыңалуу.

8.5.13 Кысылган жээк менен узунунан кеткен кырлардын ортосундагы 1 пластинкада жайгашкан аралык кырларды узунунан кеткен кырга чейин жеткирүү керек (10-сүрөт).

Бул учурда 1 пластинканы эсептөө (89) - (93) формулалары боюнча аткарылышы керек, мында a чоңдугун a_1 чоңдугу менен алмаштыруу керек, мында a_1 – аралык жээктердин окторунун ортосундагы аралык (10-сүрөттү караңыз). 2 пластинканы эсептөө 8.5.12 б) боюнча аткарылышы керек.



10-сүрөт – Катуулуктун туурасынан кеткен (3), узунунан турган (4) жана аралык (5) кырлары менен бекемделген устундун схемасы

8.5.14 Кысылган зонада жайгашкан туурасынан кеткен кырлар жана жупташкан узунунан кеткен кырлар менен бекемделген асимметриялык кесилиштердин устундарынын дубалдарынын туруктуулугун текшерүү (89) жана (90) формулалар боюнча аткарылышы керек; муну менен бирге (90), (91) жана (94)

формуларда h_1/h_{ef} катыштарды $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2\sigma_1} \cdot \frac{h_1}{h_{ef}}$ алмаштыруу керек, ал эми (95)

формулада $(0,5 - h_1/h_{ef}) \left[\sigma_1 / (\sigma_1 - \sigma_2) - h_1 / h_{ef} \right]$ алмаштыруу керек, мында σ_2 – отсектин эсептик чегиндеги четки чоюучу чыңалуу ("минус" белгиси менен).

8.5.15 Дубалды туурасынан кеткен кырлар жана катуулуктун узунунан кеткен жуп кыры менен бекемдөөдө бул кырлардын кесилиштеринин жайгашкан жери жана инерция моменттери 8.5.9 талаптарын жана 19-таблицанын формулаларын канааттандырышы керек.

19-т а б л и ц а

$\frac{h_1}{h_{ef}}$	Кырдын инерция моменти			
	туурасынан (L_r)	узунунан (L_{rl})		
		талап кылынган	чектик	
			минималдуу	максималдуу
0,20	$\geq 3h_{ef}t_w^3$	$(2,5-0,5a/h_{ef})a^2t_w^3/h_{ef}$	$1,5h_{ef}t_w^3$	$7h_{ef}t_w^3$
0,25		$(1,5-0,4a/h_{ef})a^2t_w^3/h_{ef}$	$1,5h_{ef}t_w^3$	$8,5h_{ef}t_w^3$
0,30		$1,5h_{ef}t_w^3$	-	-
Э с к е р т ү ү – Аралык маанилерди эсептөөдө сызыктуу интерполяция менен аныктоо керек.				

Катуулуктун узунунан жана туурасынан кеткен кырларын дубалдын бир жагына жайгаштырганда, алардын ар биринин кесилиштеринин инерция моменттерин дубалдын четине жакын бетине дал келген огуна карата эсептөө керек.

8.5.16 $\bar{\lambda}_w > 6\sqrt{R_y/\sigma}$ шарттуу ийкемдүүлүк маанилеринде симметриялуу жуптаврдуу кесилиштеги устундун дубалдары болот конструкцияларын долбоорлоо эрежелерине ылайык ийкемдүү (туруксуз) дубалдары бар 2-класстагы устундар катарында долбоорлонот.

8.5.17 Тирөөчтүн үстүндөгү устундун дубалынын участогу тирөөч реакциясы менен жүктөлгөн тирөөч катары устундун тегиздигинен борбордук кысууда туруктуулукка эсептелиши керек.

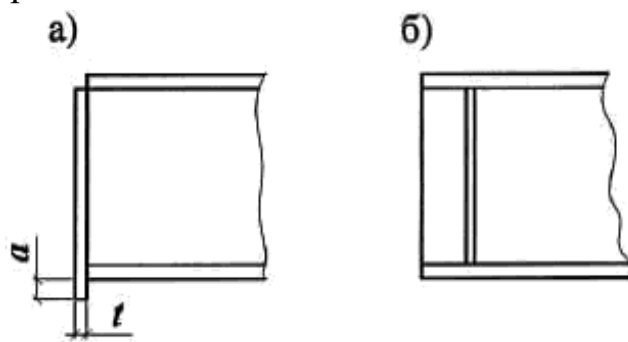
Устундун дубалын чыгып турган бөлүгүнүн туурасы b_r болгон катуулуктун тирөөчү кырлары менен бекемдөөдө (b_r кыска $0,5b_{fi}$ кем эмес, бул жерде b_{fi} - устундун төмөнкү жээгинин туурасы) бул мамынын эсептик кесилишине тирөөчү кырлардын кесилиши жана кырдын ар бир тарабындагы туурасы $0,65t_w\sqrt{E/R_y}$ көп эмес дубал тилкелери кошулушу керек.

Катуулуктун тирөөчү кырынын t_r калыңдыгы $3b_r\sqrt{R_y/E}$ кем болбошу керек, мында b_r - чыгып турган бөлүктүн туурасы.

Мамынын эсептелген узундугу устундун дубалынын эсептелген бийиктигине h_{ef} барабар кабыл алынышы керек.

Тирөөчү кырлардын төмөнкү тумшуктары (11-сүрөт) курч болушу керек же устундун төмөнкү жээгине жакшылап бекитилиши же ширетилиши керек. Таяныч реакциясы таасир эткенде бул бөлүктөрдөгү чыңалуулар болоттун эсептик

каршылыгынан ашпоого тийиш: биринчи учурда (11, a – сүрөттү караңыз) - $a \leq 1,5t$ учурунда R_p бырышып жана $a > 1,5t$ учурунда R_y кысылат; экинчи учурда (11, б - сүрөттү караңыз) - R_p бырышат.



а) – тумшугунда строжканы колдонуу менен; б) - төмөнкү жээкке жакшылап бекитүү же ширетүү менен тумшугунан алыс

11-сүрөт – Катуулуктун тирөөч кырынын схемасы

Тирөөч кырын устундун төмөнкү жээгине бириктирүүчү ширетүү жиктери таяныч реакциянын таасирине эсептелиши керек.

Катуулуктун тирөөч кырлары жок болгон учурда (прокаттык устундарда) мамынын эсептик кесилиши - туурасы устундун тирелген участогунун узундугуна барабар болгон дубал тилкеси.

8.5.18 Эгерде 7.3.7, 8.2.1 жана 8.2.8 талаптарды аткарууда 1-класстагы, ошондой эле 2-класстагы бисталдык устундардын асылган жээгинин $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f) \sqrt{R_{yf}/E}$ же жээк листинин $\bar{\lambda}_{f1} = (b_f/t_f) \sqrt{R_y/E}$ шарттуу ийкемдүүлүгү төмөнкү формулалар боюнча аныкталуучу чектик маанилерден $\bar{\lambda}_{uf}$ ($\bar{\lambda}_{uf,1}$) ашпаса, кысылган жээктердин туруктуулугу камсыз кылынган деп эсептөө керек:

жуптаврдуу кесилиштин асма текчелери (кыюулабастан жана ийбестен) үчүн

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{R_{yf}/\sigma_c}; \quad (97)$$

коробкалуу кесилиштин туруктуу листи үчүн

$$\bar{\lambda}_{uf,1} = 1,5 \sqrt{R_{yf}/\sigma_c}. \quad (98)$$

бул жерде σ_c – төмөнкү формулалар боюнча аныкталуучу кысылган жээктеги чыңалуу:

бир түрдүү кесилиш үчүн

$$\sigma_c = M / (W_{xnc} \gamma_c) \text{ или } \sigma_c = M_x / (W_{xnc} \gamma_c) + M_y / (W_{yn} \gamma_c);$$

бристалдык кесилиш үчүн

$$\sigma_c = R_{yw} / \sqrt{3(1 - 4\alpha')} \text{ или } \sigma_c = R_{yw} / \sqrt{3(1 - 4\alpha')} + M_y / (W_{yn} \gamma_c),$$

мында $\alpha' - \tau = 0$ болгондо 18-таблицадагы α мааниси;

эгерде $\sigma_c > R_{yf}$, болсо, $\sigma_c = R_{yf}$ кабыл алуу керек

8.5.19 Эгерде 2.3.7, 8.2.3 жана 8.5.8 талаптарын аткарууда бир түрдүү болоттон жасалган 2 жана 3-класстагы устундардын асма жээгинин же жээк листинин шарттуу ийкемдүүлүгү $2,2 \leq \bar{\lambda}_{uw} \leq 5,5$ болгондо төмөнкү формулалар боюнча аныкталуучу $\bar{\lambda}_{uf}$ ($\bar{\lambda}_{uf,1}$) чектик мааниден ашпаса, кысылган жээктердин туруктуулугу камсыз кылынган деп эсептөө керек:

жуптаврдуу кесилиштин асма текчелери (кыюулабастан жана ийбестен) үчүн

$$\bar{\lambda}_{uw} = 0,17 + 0,006 \bar{\lambda}_{uw} \quad (99)$$

коробкалуу кесилиштин туруктуу листи үчүн

$$\bar{\lambda}_{uf,1} = 0,675 + 0,15 \bar{\lambda}_{uw}. \quad (100)$$

$\bar{\lambda}_{uw} < 2,2$ же $\bar{\lambda}_{uw} > 5,5$ болгондо $\bar{\lambda}_{uw} = 2,2$ же $\bar{\lambda}_{uw} = 5,5$ кабыл алуу керек.

8.5.20 $a_{ef} \geq 0,3b_{ef}$ өлчөмдөгү жана $t > 2a_{ef} \sqrt{R_{yf} / E}$ калыңдыктагы

кесилиштин текчеси (дубалы) кыюуланган же ийилген (5-сүрөт) учурда (97) жана (99) формулалар боюнча аныкталуучу $\bar{\lambda}_{uf}$ маанилер 1,5 эсеге көбөйтүлөт.

8.6 Тирөөчү плиталарды эсептөө

8.6.1 Болоттон жасалган плитанын аянты пайдубалдын бекемдигин эсептөө талаптарын канааттандырышы керек.

Эсептик күчтү тирөөчү плитага өткөрүү фрезерленген тумшугу аркылуу же плитага таянган конструкциянын ширетилген жиктери аркылуу жүзөгө ашырылышы мүмкүн.

8.6.2 Тирөөчү плитанын калыңдыгын пластинканын ийилгендигин эсептөө менен төмөнкү формула боюнча аныктоо керек

$$t = \sqrt{6M_{max} / R_y \gamma_c}, \quad (101)$$

мында M_{max} – тирөөчү плитанын ар кайсы бөлүктөрүнүн бирдиктүү туурасы тилкесинде болгон жана төмөнкү формулалар боюнча аныкталуучу M ийилүү моменттеринин эң чоңу:

плитанын консоль бөлүгү үчүн

$$M_1 = 0,5qc^2; \quad (102)$$

плитанын төрт жагына тирелген, тиешелүүлүгүнө жараша кыска жана узун капталдарына ийилген бөлүгү үчүн

$$M_a = \alpha_1 qa^2; \quad M_b = \alpha_2 qa^2; \quad (103)$$

плитанын үч жагына тирелген бөлүгү үчүн

$$M_3 = \alpha_3 q(d_1)^2, \quad (104)$$

формула боюнча (104), бурч болуп бириктирилген, эки тарабына тирелген плитанын бөлүгү үчүн, бул учурда тик бурчтун диагонали - d_1 , ал эми Е.2 таблицасындагы α_1 өлчөмү - бурчтун чокусунан диагоналга чейинки аралык катары кабыл алуу менен.

Бул жерде c – плитанын консоль бөлүгүнүн чыгуусу;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ – плитанын участогунун тараптарынын таянуу шарттарына жана өлчөмдөрүнүн катышына көз каранды болгон жана Е.2-таблицага ылайык кабыл алынуучу коэффициенттер (Е тиркемеси);

q – плитанын аянтынын бирдигине карата плитанын каралып жаткан участогунун астындагы пайдубалдын реактивдүү каршылыгы.

9 Ийүүчү узунунан кеткен күч үстөмдүгүндөгү болот конструкцияларынын элементтерин эсептөө

9.1 Бүтүн кесилиш элементтеринин бекемдигин эсептөө

9.1.1 Динамикалык жүктөмдөрдүн түздөн-түз таасирине дуушар болбогон, $R_{yn} \leq 440$ Н/мм² ченемдик каршылыктагы болоттон жасалган борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) жана борбордон тышкары чоюлган (чоюлуп-ийилүүчү) элементтердин бекемдигин эсептөө $\tau < 0,5R_s$ жана $\sigma = N / A_n > 0,1R_y$ чыңалууларда төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, min} R_y \gamma_c} + \frac{B}{W_{\omega, min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (105)$$

мында N , M_x жана M_y , B – тиешелүүлүгүнө жараша узунунан кеткен күчтүн, ийилген моменттердин жана алардын эң жагымсыз айкалышында бименттин абсолюттук маанилери;

n , c_x , c_y – Е.1 таблицасына ылайык кабыл алынуучу коэффициенттер (Е тиркемеси).

Эгерде $\sigma = N / A_n \leq 0,1R_y$ болсо, (105) формуласы 8.5.8 талаптарын жана Е.1-таблицасын (Е тиркемеси) аткарууда колдонулушу керек.

(105) формуласы боюнча эсептөө каралбаган учурларда элементтердин бекемдигин эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$(N / A_n \pm M_{xy} / L_{xn} \pm M_{yx} / L_{yn} \pm B\omega / L_{\omega n}) / (R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (106)$$

мында x , y – негизги октордон кесилиштин каралып жаткан чекитине чейинки аралык.

9.1.2 келтирилген салыштырмалуу эксцентриситеттин $m_{ef} \leq 20$ (9.2.2)

маанисинде, кесилиштин начарлоосу жок болгондо жана бекемдикке жана туруктуулукка эсептөөлөрдө кабыл алынган ийилүү моменттеринин бирдей

маанилеринде (105) формуласы боюнча борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) элементтердин бекемдигин эсептөөнү аткаруу талап кылынбайт.

9.1.3 $R_{yn} > 440$ Н/мм² ченемдик каршылыгы бар, ийилүү тегиздигине перпендикуляр огуна карата симметриялуу эмес кесилиштери менен болоттон жасалган борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) элементтерди (мисалы, 2-таблица боюнча 10, 11 типтеги кесилиштер) төмөнкү формула боюнча моменттин аракет тегиздигиндеги чоюлган кесилиш буласынын бекемдигине текшерүү керек

$$\frac{\gamma_u}{R_u \gamma_c} \left| \frac{N}{A_n} - \frac{M}{\delta W_{tn}} \right| \leq 1, \quad (107)$$

мында W_{tn} – чоюлган була үчүн эсептелген кесилиштин каршылык моменти;

δ – төмөнкү формула боюнча аныкталуучу коэффициент

$$\delta = 1 - 0,1N \frac{\bar{\lambda}^2}{AR_y}. \quad (108)$$

Муну менен бирге, N "-" белгисинде кабыл алуу керек.

9.2 Бүтүн кесилиш элементтеринин туруктуулугун эсептөө

9.2.1 Негизги тегиздиктердин бириндеги моменттин аракетинде борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) элементтердин туруктуулугун эсептөө ушул тегиздикте (туруктуулукту жоготуунун жалпак формасы) дагы жана ошол тегиздикте (туруктуулукту жоготуунун ийилген-буралган формасы) дагы аткарылышы керек.

9.2.2 Симметрия тегиздигине дал келген моменттин аракет тегиздигиндеги туруктуу кесилиштин (көп кабаттуу имараттардын колонналары-кабаттын чегинде) борбордон тышкары кысылган (кысылып - ийилүүчү) элементтеринин туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$N / (\varphi_e AR_y \gamma_c) \leq 1. \quad (109)$$

(109) формулада φ_e ийилүүсү менен кысуудагы туруктуулук коэффициенти $\bar{\lambda}$ шарттуу ийкемдүүлүгүнө жана төмөнкү формула боюнча аныкталуучу берилген салыштырмалуу m_{ef} эксцентриситетке жараша Д.3 таблицасы боюнча аныкталууга тийиш

$$m_{ef} = \eta m, \quad (110)$$

мында η – Д.2 таблица боюнча аныкталуучу кесилиш формасынын таасир этүү коэффициенти (Д тиркеме);

$m = eA/W_c$ – салыштырмалуу эксцентриситет (бул жерде $e = M/N$ – аны эсептөөдө M жана N маанилери 9.2.3 талаптарына ылайык кабыл алынышы керек;

W_c – көбүрөөк кысылган була үчүн эсептелген кесилиштин каршылык моменти).

$m_{ef} > 20$ маанилер болгондо, эсептөө ийилген элементтер үчүн аткарылгандай жасалышы керек (8-бөлүм).

9.2.3 Элементтеги N узунунан кеткен күчтүн жана M ийилүү моментинин эсептик маанилери болоттун катуу майышуусун болжолдоодо майышпаган схема боюнча системаны эсептөө менен жүктөмдөрдүн бирдей айкалышы үчүн кабыл алынышы керек.

Муну менен бирге, M маанисин төмөнкүлөргө барабар каратында кабыл алуу керек:

рамалык системанын туруктуу кесилишинин колоннасы үчүн - колоннанын узундугундагы эң чоң моментине;

тепкич сымал колонна үчүн - туруктуу кесилиш участогунун узундугундагы эң чоң моментине;

бир жагы бекилген, экинчи жагы бош болгон колонна үчүн - тыгындагы моментке, бирок тыгындан колоннанын узундугунун үчтөн бир бөлүгүнө тиешелүү болгон кесилиштеги моменттен кем эмес;

түйүндөн тышкаркы туурасынан кеткен жүктөмдү кабыл алган фермалардын жана структуралык плиталардын кысылган жээктери үчүн – жээкти катуу кесилбеген устун катары эсептөө менен жээк панелинин үчтөн бир орточо узундугунун чегиндеги эң чоң моментке;

допшолуу тирөөчү учтары жана ийилген тегиздикке дал келген симметриянын бир октуу кесилиши бар кысылган өзөк үчүн - $m_{max} = M_{max}A/(NW_c)$ салыштырмалуу эксцентритетке жараша 20-таблицанын формулалары боюнча аныкталуучу жана $0,5M_{max}$ тан кем эмес барабар кабыл алынган моментке.

Салыштыр-малуу эксцентри-ситет m_{max}	Өзөктүн шарттуу ийкемдүүлүгүндөгү M моменти	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} \geq 4$
$m_{max} \leq 3$	$M = M_{max} - 0,25\bar{\lambda}(M_{max} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < m_{max} \leq 20$	$M = M_2 + (m_{max} - 3)(M_{max} - M_2)/17$	$M = M_1 + (m_{max} - 3)(M_{max} - M_1)/17$
20-таблицада кабыл алынган белгилер: M_{max} - өзөктүн узундук чегиндеги эң чоң ийилүү моменти; M_1 - өзөктүн узундугунун ортоңку үчтөн бир бөлүгүндөгү $0,5M_{max}$ кем эмес барабар кабыл алынган эң чоң ийилүү моменти; M_2 - $m_{max} \leq 3$ жана $\bar{\lambda} < 4$ болгондо M ге барабар, бирок $0,5 M_{max}$ кем эмес кабыл алынган ийилүү моменти.		

Ийилген моменттери орун алган допшулуу тирөөчү учтары бар эки симметриялуу бүтүн кесилиштин кысылган өзөктөрү үчүн Φ_e аныктоо үчүн зарыл болгон m_{ef} мааниси Д.5 таблицага ылайык кабыл алынышы керек (Д тиркеме).

9.2.4 Коробкалуудан тышкары, бүтүн туруктуу кесилиштин борбордон тышкаркы кысылган (кысылып-ийилүүчү) өзөктөрүнүн туруктуулугун эсептөө, аларды симметрия тегиздигине, ошондой эле швеллерлерге дал келген эң катуу тегиздикте ($L_x > L_y$) ийүүдө моменттин аракет тегиздигинде төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$N/(c\varphi_y A R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (111)$$

мында c – 9.2.5 талаптарына ылайык аныкталуучу коэффициент;

φ_y – 7.1.3 талаптарына ылайык аныкталуучу борбордук кысуудагы туруктуулук коэффициенти.

9.2.5 (111) формуласындагы c коэффициентин төмөндөгүчө аныктоо керек:

$m_x \leq 5$ маанилерде төмөнкү формула боюнча

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x) \leq 1, \quad (112)$$

мында α , β – 21 таблица боюнча аныкталуучу коэффициенттер;

$m_x \geq 10$ маанилерде төмөнкү формула боюнча

$$c = 1 / (1 + m_x \varphi_y / \varphi_b), \quad (113)$$

мында φ_b – эки же андан көп кысылган жээк бекиткичтери бар устун үчүн

8.4.1 талаптарына жана Ж тиркемесине ылайык аныкталуучу ийилүүдөгү туруктуулук коэффициенти;

$5 < m_x < 10$ маанилерде төмөнкү формула боюнча

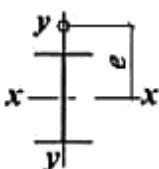
$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2m_x - 1), \quad (114)$$

Мында төмөнкүлөрдү аныктоо керек: c_5 - (112) формула боюнча $m_x = 5$ болгондо; c_{10} - (113) формула боюнча $m_x = 10$ болгондо. Бул жерде $m_x = (M_x / N)(A / W_c)$ - салыштырмалуу эксцентриситет, мында M_x 9.2.6 боюнча кабыл алуу керек.

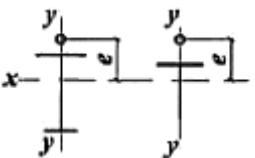
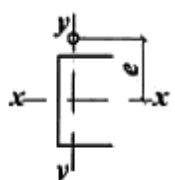
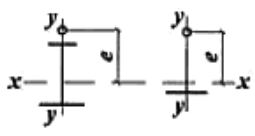
$\bar{\lambda}_y > 3,14$ ийкемдүүлүктө c коэффициенти Д тиркемеси боюнча аныкталган c_{max} маанилеринен ашпашы керек; эгерде $c > c_{max}$ болсо, c ордуна (111) жана (117) формулаларында c_{max} кабыл алуу керек.

Кесилиштин туурасынын анын бийиктигине болгон катышынын мааниси 0,3 төн аз болсо, c коэффициенти 0,3 кө барабар кабыл алынышы керек.

21-т а б л и ц а

Кеси- лиш- тин тиби	Кесилиштин схемасы жана эксцентриситет	Коэффициенттердин маанилери			
		α болгондо		β болгондо	
		$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\bar{\lambda}_y \leq 3,14$	$\bar{\lambda}_y > 3,14$
1		0,7	$0,65 + 0,05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$

21-таблицанын аягы

Кесилиш-тин тиби	Кесилиштин схемасы жана эксцентриситет	Коэффициенттердин маанилери			
		α болгондо		β болгондо	
		$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\bar{\lambda}_y \leq 3,14$	$\bar{\lambda}_y > 3,14$
2		0,7	$0,65 + 0,05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$
3					
4		$1 - 0,3L_2 / L_1$	$1 - (0,35 - 0,05m_x)L_2 / L_1$	1	$1 - (1 - \sqrt{\varphi_c / \varphi_y})(2L_2 / L_1 - 1);$ $\beta = 1$ при $L_2 / L_1 < 0,5$
21-таблицада кабыл алынган белгилер: L_1 жана L_2- у-у кесилишинин симметрия огуна салыштырмалуу чоңураак жана кичирээк текчелердин инерция моменттери; φ_c - φ_y маани $\bar{\lambda}_y$ болгондо=3,14.					

9.2.6 Салыштырмалуу эксцентриситетти m_x аныктоодо (112)-(114) формулалардагы M_x эсептөө моменти катарында төмөнкүлөр кабыл алынышы керек:

учтары моменттин аракет тегиздигине перпендикуляр болгон жылышуудан бекитилген өзөктөр үчүн - узундуктун орточо үчтөн бир бөлүгүндөгү максималдуу момент, бирок өзөктүн узундугу боюнча эң чоң моменттин жарымынан кем эмес;

бир жагы бекитилген, экинчи жагы бош учу бар өзөктөр үчүн - тыгындагы момент, бирок тыгындан өзөктүн узундугунун үчтөн бир бөлүгүнө тиешелүү болгон кесилиштеги моменттен кем эмес.

9.2.7 Текчелердин бирин бойлото үзгүлтүксүз бекитилген жуптаврдуу кесилиштин борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) элементтеринин туруктуулугун эсептөө Д тиркемесинин (4-Д) формуласын эске алуу менен (111) формула боюнча аткарылышы керек.

9.2.8 Туруктуу кесилиштин борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) ($L_y < L_x$ жана $e_y \neq 0$) эң аз катуулук тегиздигинде ийилүүчү элементтери (109) формула боюнча эсептелиши керек, ал эми $\lambda_x > \lambda_y$ ийкемдүүлүктө - ошондой эле төмөнкү формула боюнча борбордук кысылган элементтер катары моменттин аракет тегиздигинен туруктуулукту эсептөө менен текшерилиши керек

$$N / (\varphi_x A R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (115)$$

мында φ_x – 7.1.3 талаптарына ылайык аныкталуучу борбордук кысуудагы туруктуулук коэффициенти.

$\lambda_x \leq \lambda_y$ болгондо моменттин аракет тегиздигинен туруктуулукту текшерүүнүн кереги жок.

9.2.9 Эки негизги тегиздикте кысылууга жана ийилүүгө дуушар болгон бүтүн туруктуу кесилиштин (коробкалуудан тышкары) өзөктөрүнүн туруктуулугун эсептөө, симметрия тегиздиги менен эң жогорку катуулуктун тегиздиги ($L_x > L_y$) дал келген учурда, ошондой эле 3-типтеги кесилиште (21-таблицаны караңыз) төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$N / (\varphi_{exy} A R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (116)$$

мында

$$\varphi_{exy} = \varphi_{ey} (0,6\sqrt[3]{c} + 0,4\sqrt[4]{c}). \quad (117)$$

Бул жерде төмөндөгүнү аныктоо керек:

φ_{ey} – 9.2.2 талаптарына ылайык, формулаларда m жана $\bar{\lambda}$ ордуна m_y жана $\bar{\lambda}_y$;

кабыл алуу менен

c – 9.2.5 талаптарына ылайык:

Бирдей эмес текчелери бар жуптаврдуу кесилиштин өзөктөрү үчүн $m_{ef,y} = \eta m_y$ маанисин эсептөөдө, η коэффициенти 8-типтеги кесилиш үчүн аныкталгандай Д.2 таблица боюнча аныкталышы керек (Д тиркемеси).

Эгер $m_{ef,y} < m_x$ болсо, анда (116) формула боюнча эсептөөдөн тышкары, $e_y=0$ кабыл алуу менен (109) жана (111) формулалары боюнча кошумча текшерүү жүргүзүлүшү керек.

Эгер $\lambda_x > \lambda_y$ болсо, анда (116) формула боюнча эсептөөдөн тышкары, $e_y=0$ кабыл алуу менен (109) формула боюнча кошумча текшерүү жүргүзүлүшү керек.

Салыштырмалуу эксцентриситеттердин маанилерин төмөнкү формулалар боюнча эсептөө керек:

$$m_x = e_x A / W_{cx}; \quad (118)$$

$$m_y = e_y A / W_{cy}, \quad (119)$$

мында W_{cx} жана W_{cy} – x - x жана y - y окторуна салыштырмалуу эң кысылган була үчүн кесилиштердин каршылык көрсөтүү моменттери.

Эгерде өзөктүн кесилишинин эң катуу тегиздиги ($L_x > L_y$) симметрия тегиздигине дал келбесе, анда m_x эсептик мааниси 25% га көбөйтүлүшү керек (21-таблица боюнча 3-типтеги кесилиштен тышкары).

9.2.10 Бир же эки негизги тегиздикте ийүү менен кысууда бүтүн туруктуу коробкалуу кесилиштин өзөктөрүнүн туруктуулугун эсептөө төмөнкү формулалар боюнча аткарылышы керек:

$$N / (\phi_{ey} A R_y \gamma_c) + M_x / (c_x \delta_x W_{x,min} R_y \gamma_c) \leq 1; \quad (120)$$

$$N / (\phi_{ex} A R_y \gamma_c) + M_y / (c_y \delta_y W_{y,min} R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (121)$$

мында ϕ_{ex}, ϕ_{ey} – Д.3 таблица боюнча аныкталуучу ийүү менен кысуудагы туруктуулук коэффициенттери (Д-тиркеме);

c_x, c_y – Е.1 таблица боюнча кабыл алынуучу коэффициенттер (Е тиркемеси);

δ_x, δ_y – төмөнкү формулалар боюнча аныкталуучу коэффициенттер:

$$\delta_x = 1 - 0,1 N \bar{\lambda}_x^{-2} / (A R_y) \quad \text{жана} \quad \delta_y = 1 - 0,1 N \bar{\lambda}_y^{-2} / (A R_y) \quad (122)$$

муну менен бирге N "-" белгиси менен кабыл алуу керек;

жана $\bar{\lambda}_x \leq 1$ жана $\bar{\lambda}_y \leq 1$ болгондо 1,0 барабар кабыл алынгандай.

Эң катуу тегиздикте ийилгенде ($L_x > L_y$; $M_y=0$) ордуна ϕ_y кабыл алуу керек.

9.3 Өтмө кесилиш элементтеринин туруктуулугун эсептөө

9.3.1 Бириктирүүчү планкалары же торчолору бар өтмө кесилиштеги борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) өзөктөрдүн туруктуулугун текшерүүдө бүтүндөй өзөктү, өзүнчө бутактарды эсептөө сыяктуу аткаруу керек.

9.3.2 Бүтүндөй өзөктү эркин огуна ($y-y$) карата (109) формула боюнча эсептөөдө, планкалар жана торчолор моменттин аракет тегиздигине параллель тегиздикте жайгашса, Φ_e коэффициентин келтирилген шарттуу ийкемдүүлүккө $\bar{\lambda}_{ef}$ (λ_{ef} - по таблице 8) жараша жана төмөнкү формула боюнча аныкталуучу m эксцентриситетке салыштырмалуу Д. 4 таблица боюнча аныкталышы керек

$$m = eAa / L, \quad (123)$$

мында $e=M/N$ – эксцентриситет, аны эсептөөдө M жана N маанилери 9.2.3 боюнча кабыл алынышы керек;

a – кесилиштин моменттин аракет тегиздигине перпендикуляр жайгашкан негизги огуна эң кысылган бутактын огуна чейинки, бирок бутак дубалынын огуна чейинки аралыктан кем эмес аралык;

L – эркин огуна салыштырмалуу өтмө өзөктүн кесилишинин инерция моменти.

$m > 20$ маанилеринде өзөктүн туруктуулугун эсептөө жалпысынан талап кылынбайт; бул учурда эсептөө ийилүүчү элементтер үчүн сыяктуу аткарылышы керек.

9.3.3 Торчолору бар өтмө өзөктөрдүн айрым бутактарын (7) формуласы боюнча эсептөөдө ар бир бутактагы узунунан кеткен күчтү моменттен N_{ad} кошумча күчтү эске алуу менен аныктоо керек. Бул күчтүн маанисин төмөнкү формулалар боюнча эсептөө керек:

$N_{ad}=M_y/b$ – 1 жана 3-типтеги кесилиштер үчүн $y-y$ огуна перпендикуляр тегиздикте өзөктү ийүүдө (8-таблицаны караңыз);

$N_{ad}=0,5M_y/b_1$ – ошондой эле, 2-типтеги кесилиш үчүн (8-таблицаны караңыз);

$N_{ad}=0,5M_x/b_2$ – 3-типтеги кесилиштер үчүн $x-x$ огуна перпендикуляр тегиздикте өзөктү ийүүдө (8-таблицаны караңыз);

$N_{ad}=0,5M_x/b_2$ – ошондой эле, 2-типтеги кесилиш үчүн (8-таблицаны караңыз),

мында b , b_1 , b_2 – бутактардын окторунун ортосундагы аралык(8-таблицаны караңыз).

Эки тегиздикте 2-типтеги өтмө кесилиштеги өзөктү ийүүдө (8-таблицаны караңыз), N_{ad} күч-аракетти төмөнкү формула боюнча аныктоо керек

$$N_{ad} = 0,5(M_y/b_1 + M_x/b_2). \quad (124)$$

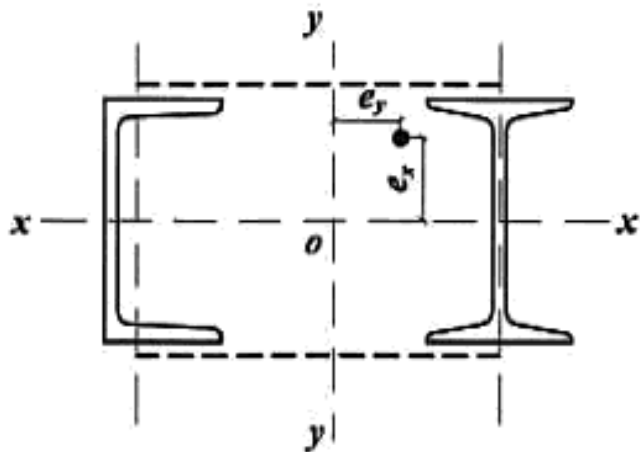
9.3.4 (109) формулада планкалуу өтмө өзөктөрдүн айрым бутактарын эсептөөдө M моменттен N_{ad} кошумча күч-аракетти жана бутактардын иш жүзүндөгү же шарттуу туурасынан кеткен күчтөн жергиликтүү ийилүүнү эске алуу керек (раскоссуз ферманын жээгиндегидей).

9.3.5 Торчолору жана узундугу боюнча үзгүлтүксүз тең тараптуу кесилиши бар борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) үч кырдуу өтмө өзөктөрдүн туруктуулугун эсептөө 16-бөлүмдүн талаптарына ылайык аткарылышы керек.

9.3.6 Эки негизги тегиздикте кысылууга жана ийилүүгө дуушар болгон эки параллель тегиздиктеги торчолору бар x - x огуна карата симметриялуу (12-сүрөт) эки катуу бутактан турган өтмө өзөктөрдүн туруктуулугун эсептөө төмөндөгүчө аткарылышы керек:

жалпы өзөк үчүн - 9.3.2 талаптарына ылайык, $e_x=0$ кабыл алуу менен торчолордун тегиздигине параллель тегиздикте;

айрым бутактар үчүн - (109) жана (111) формулалары боюнча борбордон тышкары кысылган элементтер катары; муну менен бирге, ар бир бутактагы узунунан кеткен күчтү M_y моментинен (9.3.3) кошумча күч-аракетти эске алуу менен аныктоо керек, ал эми M_x моментти бутактардын ортосунда $M_{xb}=N_b e_x$ катары бөлүштүрүү керек (12-сүрөттү караңыз); эгерде M_x momenti бутактардын биринин тегиздигинде аракетке келсе, анда ал бул бутакка толугу менен өтүп туруучу деп эсептөө керек. (109) формула боюнча эсептөөдө өзүнчө бутактын ийкемдүүлүгүн 10.3.10 талаптарын эске алуу менен, ал эми (111) формула боюнча эсептөөдө тордун түйүндөрүнүн ортосундагы максималдуу аралык боюнча аныктоо керек.



12-сүрөт – Эки катуу бутактан турган өзөктүн өтмө кесилишинин схемасы

9.3.7 Борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) өтмө өзөктөрдүн туташтыруучу планкаларын же торчолорун эсептөө 7.2.8 жана 7.2.9 ылайык, эки маанинин чоңуна барабар болгон туурасынан кеткен күчкө карата аткарылышы керек: өзөктү раскоссуз ферманын элементи катары эсептөөдө аныкталган факт

жүзүндөгү туурасынан кеткен күчкө Q же 7.2.7 талаптарына ылайык эсептелген шарттуу туурасынан кеткен күчкө Q_{fic} .

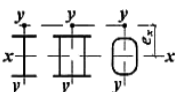
Факт жүзүндөгү туурасынан кеткен күч шарттуу күчтөн чоңураак болгон учурда, борбордон тышкары кысылган өтмө элементтердин бутактарын тор менен бириктирүү керек.

9.4 Дубалдардын жана жээктердин туруктуулугун текшерүү

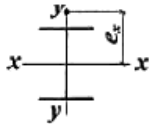
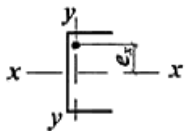
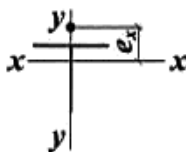
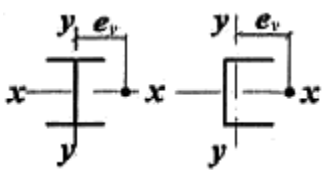
9.4.1 Туруктуулукка текшерилип жаткан дубалдардын жана жээк листтеринин (текчелердин) эсептик өлчөмдөрү 7.3.1 жана 7.3.7 ылайык кабыл алынышы керек.

9.4.2 Эгерде дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгү $\bar{\lambda}_w(h_{ef}/t_w)\sqrt{R_y/E}$ 22-таблицанын формулалары боюнча аныкталуучу чектүү шарттуу ийкемдүүлүктүн маанилеринен $\bar{\lambda}_{uw}$, ашпаса, борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) элементтердин дубалдарынын туруктуулугу камсыз кылынган деп эсептөө керек.

22-т а б л и ц а

Кесилиш тиби	Кесилиш схемасы жана эксцентриситет	Формулаларды колдонуу шарты		$\bar{\lambda}_{uw}$ дубалынын чектүү шарттуу ийкемдүүлүгү
1		$1 \leq m_x \leq 10;$	$\bar{\lambda}_x < 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} = 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}_x^{-2}$ (125)
		для двутавра $s_{fy} > \varphi_e$	$\bar{\lambda}_x \geq 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} = 1,2 + 0,35 \bar{\lambda}_x \leq 3,1$ (126)

22-таблицанын уландысы

Кесилиш тиби	Кесилиш схемасы жана эксцентриситет	Формулаларды колдонуу шарты	$\bar{\lambda}_{uw}$ дубалынын чектүү шарттуу ийкемдүүлүгү
2		$\sigma_y \leq \sigma_e$; $1 \leq \alpha \leq 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw2} = 1,42 \cdot \sqrt{\frac{c_{cr} R_y \gamma_c}{\sigma_1 (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 0,7 + 2,4\alpha \quad (127)$
3		$1 \leq \alpha \leq 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = 0,75 \bar{\lambda}_{uw2} \leq 0,52 + 1,8\alpha \quad (128)$
4		$1 \leq b_f / h_{ef} \leq 2$; $0,8 \leq \bar{\lambda}_x \leq 4$	$\bar{\lambda}_{uw} = (0,4 + 0,07 \bar{\lambda}_x) (1 + 0,25 \sqrt{2 - b_f / h_{ef}}) \quad (129)$
5		$m_y \geq 1$	$\bar{\lambda}_{uw} = 2 \sqrt{A R_y \gamma_c / N} \leq 5,5 \quad (130)$

22-таблицада кабыл алынган белгилер:

$\bar{\lambda}_x$ – моменттин аракет тегиздигиндеги өзөктүн шарттуу ийкемдүүлүгү;

c_{cr} – а жараша 17-таблица боюнча аныкталуучу коэффициент,

$\alpha = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$ (бул жерде σ_1 - "плюс" белгиси менен кабыл алынган

жана σ_e , σ_y жана σ_{exy} коэффициенттерди эсепке албастан эсептелген дубалдын эсептик чегиндеги эң көп кысуучу чыңалуусу; σ_2 - дубалдын карама-каршы эсептик чегиндеги тиешелүү чыңалуу); $\beta = 0,15 c_{cr} \tau / \sigma_1$ (бул жерде $\tau = Q / (t_w h_w)$ - каралып жаткан кесилиштеги орточо тийүүчү чыңалуу; коробкалуу кесилиш үчүн $\tau = Q / (2 t_w h_w)$; b_f - тавр текчесинин туурасы).

22-таблицанын аягы

Кесилиш тиби	Кесилиш схемасы жана эксцентриситет	Формулаларды колдонуу шарты	$\bar{\lambda}_{uw}$ дубалынын чектүү шарттуу ийкемдүүлүгү
Э с к е р т ү ү л ө р 1 $0 < m_x < 1$ же $10 < m_x \leq 20$ маанилер болгон учурда 1-типтеги кесилиштер үчүн маанилерди* 7.3.2 ылайык ($m_x = 0$) же 8.5.1 ($m_x = 20$) жана (125) же (126) формулалар боюнча эсептелген $\bar{\lambda}_{uw}$ маанилердин ортосундагы сызыктуу интерполяция менен аныкталышы керек. 2 $\alpha \leq 0,5$ болгон учурда 2 - типтеги кесилиш үчүн $\bar{\lambda}_{uw}$ маанини эки жолу аныктоо керек; 7.3.2 ылайык жана (125), (126) формулаларды колдонуу менен; $0,5 < \alpha < 1$ болгон учурда - $\alpha = 0,5$ жана $\alpha = 1$ менен эсептелген $\bar{\lambda}_{uw}$ маанилердин ортосундагы сызыктуу интерполяция менен. 3 $\bar{\lambda}_x < 0,8$ же $\bar{\lambda}_x > 4$ болгон учурда 4-типтеги кесилиш үчүн (129) $\bar{\lambda}_x = 0,8$ же $\bar{\lambda}_x = 4$ кабыл алынышы керек. 4 $0 < m_y < 1$ маанилер болгон учурда 5-типтеги кесилиштер үчүн $\bar{\lambda}_{uw}$ маанилер 7.3.2 ылайык ($m_y = 0$) жана (130) формуласы боюнча эсептелген $\bar{\lambda}_{uw}$ маанилердин ортосундагы сызыктуу интерполяция менен аныкталышы керек.			

9.4.3 $0,8 \leq N / (\varphi_e A R_y \gamma_c) \leq 1$ шартты аткарууда (125) жана (126) формулалар боюнча эсептелген $\bar{\lambda}_{uw}$ чектелген шарттуу ийкемдүүлүк аны төмөнкү формула боюнча аныктоо жолу менен көбөйтүлөт

$$\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} + 5(\bar{\lambda}_{uw2} - \bar{\lambda}_{uw1}) \left(1 - \frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \right), \quad (131)$$

мында $\bar{\lambda}_{uw1}$ жана $\bar{\lambda}_{uw2}$ – (125), (126) жана (127) формулалар боюнча эсептелген $\bar{\lambda}_{uw}$ маанилери.

$N / (\varphi_e A R_y \gamma_c) < 0,8$ шарттарын аткарууда $\bar{\lambda}_{uw}$ маани $\bar{\lambda}_{uw2}$ барабар кабыл алынышы керек.

9.4.4 $\bar{\lambda}_{uw} \geq 2,3$ болгондо бүтүн кесилиштин (колонкалар, түркүктөр, тирөөчтөр ж.б.) борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) элементтеринин дубалын катуулуктун туурасынан кеткен кырлары менен бекемдөө 7.3.3 талаптарына ылайык болушу керек.

9.4.5 Борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) элементтин дубалын дубалдын ортосунда жайгашкан катуулуктун узунунан кеткен кыры ($L_{rl} \geq 6h_{ef}t_w^3$ инерция моменти менен) менен бекемдөөдө, жээк менен кырдын огунун ортосундагы дубалдын көбүрөөк жүктөмдөгү бөлүгү өз алдынча пластинка катары каралып, 22-таблицанын формулалары боюнча текшерилиши керек. Муну менен бирге, кырды жана жалпы элементти эсептөө жана долбоорлоо 7.3.4 талаптарын эске алуу менен аткарылышы керек.

9.4.6 Дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгүнүн иш жүзүндөгү $\bar{\lambda}_{lw}$ мааниси 22-таблицанын формулалары боюнча 1-типтеги кесилиш үчүн, ал эми 2-жана 3-типтеги кесилиштер үчүн 22-таблицанын 2-эскертүүсүн эске алуу менен ($\alpha \leq 0,5$ болгондо) эсептелген $\bar{\lambda}_{lw}$ чектик мааниден ашкан учурларда (109), (115) жана (116) формулалар боюнча өзөктүн туруктуулугун текшерүү, ошондой эле $\alpha \leq 0,5$ болгондо (111) формула боюнча текшерүү A_d эсептик азайган аянтын эске алуу менен 7.3.6 ылайык аткарылышы керек.

9.4.7 Эгерде жээктин (текченин) $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y/E}$ же жээк листинин $\bar{\lambda}_{f1} = (b_{ef,1}/t_f)$ асма шарттуу ийкемдүүлүгү 23-таблицанын формулалары боюнча аныкталуучу чектүү шарттуу ийкемдүүлүктүн $\bar{\lambda}_{lf}(\bar{\lambda}_{lf,1})$ маанисинен ашпаса, борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) өзөктөрдүн жээктеринин (текчелеринин) туруктуулугу камсыз кылынган деп эсептелет.

23-т а б л и ц а

Кесилиш тиби	Кесилиш схемасы жана эксцентриситет	Формулаларды колдонуу шарты	Өзөктүн ийкемдүүлүгү $0,8 \leq \bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) \leq 4$ болгон учурда жээктин $\bar{\lambda}_{uf}$ же жээк листинин $\bar{\lambda}_{uf,1}$ асма чектик шарттуу ийкемдүүлүгү
1		$0 \leq m_x \leq 5$	$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,5 +$ $+ 0,7\bar{\lambda}_x)m_x \quad (132)$
2			$\bar{\lambda}_{uf,1} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(5,3 +$ $+ 1,3\bar{\lambda}_x)m_x \quad (133)$
3		-	$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda}_x \quad (134)$
4		-	$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda}_y \quad (135)$

23-таблицанын аягы

Кесилиш тиби	Кесилиш схемасы жана эксцентриситет	Формулаларды колдонуу шарты	Өзөктүн ийкемдүүлүгү $0,8 \leq \bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) \leq 4$ болгон учурда жээктин $\bar{\lambda}_{uf}$ же жээк листинин $\bar{\lambda}_{uf,1}$ асма чектик шарттуу ийкемдүүлүгү
$\bar{\lambda}_{ufc}$—7.3.8 жана 7.3.9 талаптарына ылайык аныкталган борбордук кысылган элементтин жээгинин же жээк листинин асма шарттуу ийкемдүүлүгүнүн чектик мааниси. Эскертүүлөр 1 $15 < m_x \leq 20$ болгондо $\bar{\lambda}_{uf}$ ($\bar{\lambda}_{uf,1}$) маанилер ушул таблицанын формулалары боюнча жана 8.5.18 жана 8.5.19 ($m=20$ болгондо) ылайык эсептелген $\bar{\lambda}_{uf}$ ($\bar{\lambda}_{uf,1}$) маанилердин ортосундагы сызыктуу интерполяция менен аныкталышы керек. 2 $\bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) < 0,8$ же $\bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) > 4$ өзөктүн ийкемдүүлүгүндө 0,8 жана 4 кабыл алынышы керек.			

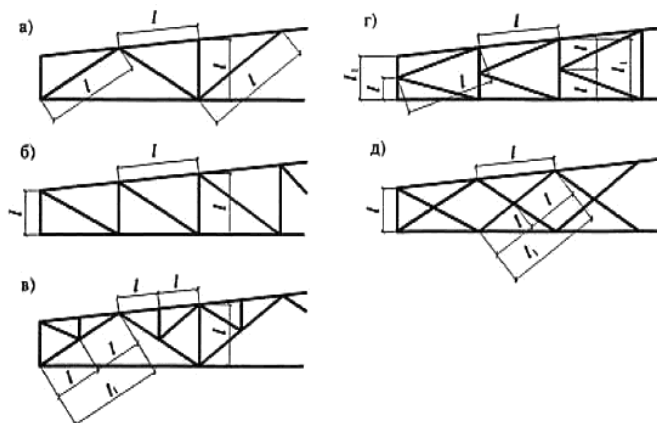
9.4.8 Бүктөлгөн текчелер (дубалдар) үчүн (5-сүрөттү караңыз), 23-таблицанын формулалары боюнча аныкталган чектик шарттуу ийкемдүүлүктүн $\bar{\lambda}_{uf}$ ($\bar{\lambda}_{uf,1}$) маанилерин 1,5 коэффициентине көбөйтүү керек.

Бүктөм өлчөмдөрү 7.3.10 ылайык аныкталууга тийиш.

9.4.9 Борбордон тышкаркы кысылган жана кысылып-ийилүүчү элементтердин кесилиштерин чектик ийкемдүүлүк боюнча дайындоодо (10.4 - бөлүм), 22-таблицанын формулалары боюнча аныкталуучу дубалдын чектик шарттуу ийкемдүүлүгүнүн $\bar{\lambda}_{uw}$ маанилерин, ошондой эле 23-таблицанын формулалары боюнча жана 9.4.8 ылайык аныкталуучу жээктердин $\bar{\lambda}_{uf}$ ($\bar{\lambda}_{uf,1}$) маанилерин $\sqrt{\Phi_m A R_{yf} / N}$ коэффициентке көбөйтүү менен жогорулатуу керек (бул жерде Φ_m - элементтин туруктуулугун текшерүүдө колдонулган Φ_e , σ_{fy} , σ_{exy} маанилерден аз), бирок 1,25 эседен ашык эмес.

10 Болоттон жасалган конструкциялардын элементтеринин болжолдуу узундугу жана ийкемдүүлүгү

10.1 Жалпак фермалардын элементтеринин, мамылардын бутактарынын жана байланыштардын эсептелген узундугу*



а) - мамылуу үч бурчтук; б) - роскос; в) - шпренгелдүү үч бурчтук; г) - жарым раскостуу үч бурчтук; д) - кайчылаш

13-сүрөт – Фермалардын торлорунун кысылган элементтеринин эсептик узундугун аныктоо үчүн схемалар (24-таблицада берилген белгилер)

10.1.2 Участоктордо ар кандай кысуу же чоюу аракеттери менен туруктуу кесилиштин фермасынын (кесилбеген өзөгүнүн) жогорку жээгинин эсептелген узундугу l_{ef} жана $l_{ef,1}$ (узундугу $k \geq 2$ барабар болгон участоктордун саны) допшулуу бириктирүүнү болжолдоодо (14, а-сүрөт) тор жана байланыш элементтери төмөнкү формулалар боюнча аныкталышы керек:

ферманын жээгинин тегиздигинде

$$l_{ef} = (0,17\alpha^3 + 0,83)l \geq 0,8l, \quad (136)$$

мында α – ферма панелдериндеги максималдуу күч менен чектеш аракеттердин катышы, муну менен бирге $1 \geq \alpha \geq -0,55$;

ферманын жээгинин тегиздигинде

$$l_{ef,1} = \left\{ 0,75 + 0,25[\beta/(k-1)]^{2k-3} \right\} l_1 \geq 0,5l_1, \quad (137)$$

мында β – максималдуу күчтөн тышкары, бардык участоктордогу күч-аракеттердин максималдуу күчкө болгон суммасынын катышы (жээк тегиздигинен

бекитилген чекиттердин ортосундагы узундук); муну менен бирге, $(k-1) \geq \beta \geq -0,5$ (137) формуладагы β параметрин эсептөөдө өзөктөрдөгү чоюлуу күчүн "минус" белгиси менен кабыл алуу керек.

24-т а б л и ц а

Ферманын элементинин узунунан ийилүү багыты	l_{ef} жана $l_{ef,1}$ эсептик узундуктары		
	жээктердин	тирөөчү раскостордун жана тирөөчү мамылардын	тордун башка элементтеринин
1 Ферманын тегиздигинде l_{ef}			
а) 1, б-позицияда көрсөтүлгөндөрдөн тышкарыкы фермалар үчүн	l	l	$0,8l$
б) жалгыз бурчтардагы фермалар жана тор элементтери жээктерге жылчыксыз бекитилген фермалар үчүн	l	l	$0,9l$
2 Ферманын тегиздигине перпендикуляр багытта (ферма тегиздигинен), $l_{ef,1}$:			
а) 2, б-позицияда көрсөтүлгөндөрдөн тышкарыкы фермалар үчүн	l_1	l_1	l_1
б) тор элементтери жээктерге жылчыксыз бекитилген фермалар үчүн	l_1	l_1	l_1
3 Тегиздиктеги жана ферманын тегиздигинен тышкары элементтердин бекитүү чекиттеринин ортосундагы бирдей аралыкта жалгыз бурчтуу фермалар үчүн, каалаган багытта $l_{ef}=l_{ef,1}$	$0,85l$	l	$0,85l$

24-таблицанын аягы

Ферманын элементинин узунунан ийилүү багыты	l_{ef} жана $l_{ef,1}$ эсептик узундуктары		
	жээктердин	тирөөчү раскостордун жана тирөөчү мамылардын	тордун башка элементтеринин
24-таблицада кабыл алынган белгилер (13-сүрөттү караңыз): l - ферманын тегиздигиндеги элементтин геометриялык узундугу (жакынкы түйүндөрдүн борборлорунун ортосундагы аралык); l_1 - ферманын тегиздигинен жылбаш үчүн бекитилген түйүндөрдүн ортосундагы аралык (фермалардын жээктери, атайын байланыштар, жээкке ширетилген жиктер же буроолор менен бекитилген катуу плиталар ж.б.).			

Өзөктүн бир учу (төмөнкү) катуу бекитилгенде, ал эми экинчиси – ага тордун элементтери допшу менен бекитилгенде тордун тегиздигиндеги допшулуу оперт болгон шарттар менен чектеш болгон участкактордогу (узундугу $k \geq 2$ барабар участкактордун саны) ар кандай кысуучу күчтөгү туруктуу кесилишинин (кесилбеген өзөктүн) өтмө колоннасынын бутагынын l_{ef} жана $l_{ef,1}$ эсептик узундугу (14, б-сүрөт) төмөнкү формулалар боюнча аныкталууга тийиш:

бутактын тегиздигинде

$$l_{ef} = l\sqrt{0,36 + 0,59\alpha^3} \geq 0,6L, \quad (138)^*$$

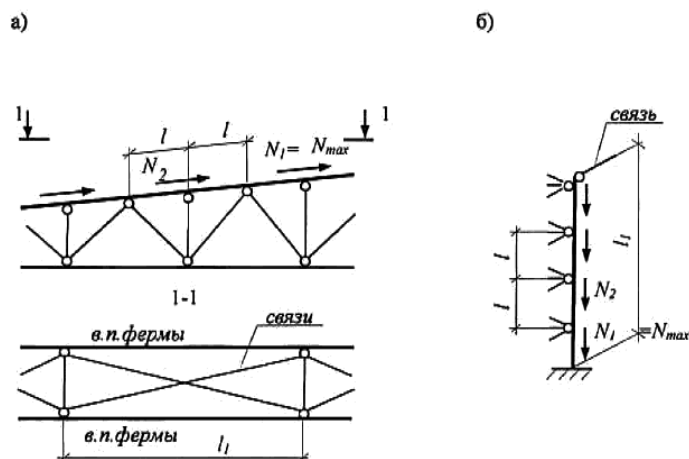
мында α – максималдуу чектеш аракеттердин тыгыздалган жердеги максималдуу күчкө болгон катышы; муну менен бирге $1 \geq \alpha \geq 0$;

бутактын тегиздигинен

$$l_{ef,1} = (0,6\sqrt{k} + 0,54\beta) \frac{l_1}{k} \geq 0,5l_1, \quad (139)$$

мында β – бардык участкактордогу күч-аракеттердин суммасынын максималдуу кубаттуулуктагы максималдуу күчкө болгон катышы; муну менен бирге $(k-1) \geq \beta \geq 0$.

Эки учурда тең l – участкатун узундугу (13 жана 14 - сүрөттөрдү караңыз); l_1 – өзөктүн тегиздигинен байланыш чекиттеринин ортосундагы аралык (14-сүрөттү караңыз) жана туруктуулукту эсептөө максималдуу күчкө карата аткарылышы керек.



а) – ферманын жээктери; б) – колоннанын бутактары

14-сүрөт – Элементтердин эсептик узундугун аныктоо үчүн схемалар

10.1.3 Бири-бири менен бекитилген кайчылаш тордун элементтеринин эсептик узундугу $l_{ef,1}$ (алар күч катышына көз каранды эмес болсо) (13, д -сүрөттү караңыз), 25-таблица боюнча кабыл алынышы керек. Кайчылаш байланыштардын эсептик узундугун аныктоо (14, а-сүрөттүн 1-1-көрүнүшүн караңыз) болот конструкцияларын долбоорлоо боюнча эрежелерге ылайык болушу керек.

25-т а б л и ц а

Торчолордун элементтеринин кесилишиндеги түйүндөрдүн конструкциясы	Колдоочу элементтеги ферма (байланыш) тегиздигинен $l_{ef,1}$ эсептик узундугу		
	чоюлган	иштебеген	кысылган
Эки элемент тең үзгүлтүккө учурабайт	l	$0,7l$	l_1
Колдоочу элемент үзгүлтүккө учурап, фасонка менен капталат: каралып жаткан элемент үзгүлтүккө учурабайт	$0,7 l_1$	l_1	$1,4 l_1$
Каралып жаткан элемент үзгүлтүккө учурайт жана фасонка менен капталат	$0,7 l_1$	-	-
24-таблицада кабыл алынган белгилер (13, б-сүрөттү караңыз): l – ферма (байланыш) түйүнүнүн борборунан элементтердин кесилиш чекитине чейинки аралык; l_1 – элементтин толук геометриялык узундугу.			

10.1.4 Ийкемдүүлүктү аныктоодо жалгыз бурчтардан элементтердин кесилиштеринин инерция радиустары i төмөндөгүдөй кабыл алынышы керек:

элементтин эсептик узундугу $0,85l$ тен кем эмес болгондо (мында l – жакынкы түйүндөрдүн борборлорунун ортосундагы аралык) – минималдуу ($i=i_{min}$);

калган учурларда-узунунан кеткен ийилүү багытына жараша ферманын тегиздигине перпендикуляр же параллель бурчтун огуна карата ($i=i_x$ или $i=i_y$).

10.2 Мейкиндик торлуу конструкциялардын, анын ичинде түзүмдүк конструкциялардын элементтеринин эсептик узундуктары

10.2.1 Түзүмдүк конструкциялардын элементтеринин эсептик узундугу l_{ef} 26-таблица боюнча кабыл алынышы керек (l -элементтин геометриялык узундугу - түзүмдүк конструкциялардын түйүндөрүнүн борборлорунун ортосундагы аралык).

26-т а б л и ц а

Түзүмдүк конструкциялардын элементтери	Эсептик узундугу l_{ef}
1 2 жана 3-позицияларда көрсөтүлгөндөрдөн тышкары	l
2 Кесилбеген (түйүндөрдө үзүлтүккө учурабаган) жээктер, ошондой эле тоголок же цилиндрдик түйүндүү элементтерге ширетүү түйүндөрүнө бекитилген жээктердин жана торчолордун элементтери	$0,85l$
3 Түйүндөргө бир текче менен бекитилген жалгыз бурчтардан турган: а) l/i_{min} болгондо, элементтин бойлорунда жайгашкан ширетилген жиктер же болттор (экиден кем эмес) менен:	
90 чейин	l
90 дон жогору 120 чейин	$0,90l$
120 дан жогору 150 чейин (торлордун элементтери үчүн гана)	$0,75l$
150 дөн жогору 200 чейин (торлордун элементтери үчүн гана)	$0,70l$

Түзүмдүк конструкциялардын элементтери	Эсептик узундугу l_{ef}
б) l/i_{min} болгондо, бир буроо менен:	
90 чейин	l
90 дөн жогору 120 чейин	$0,95l$
120 дан жогору 150 чейин (торлордун элементтери үчүн гана)	$0,85l$
150 дөн жогору 200 чейин (торлордун элементтери үчүн гана)	$0,80l$

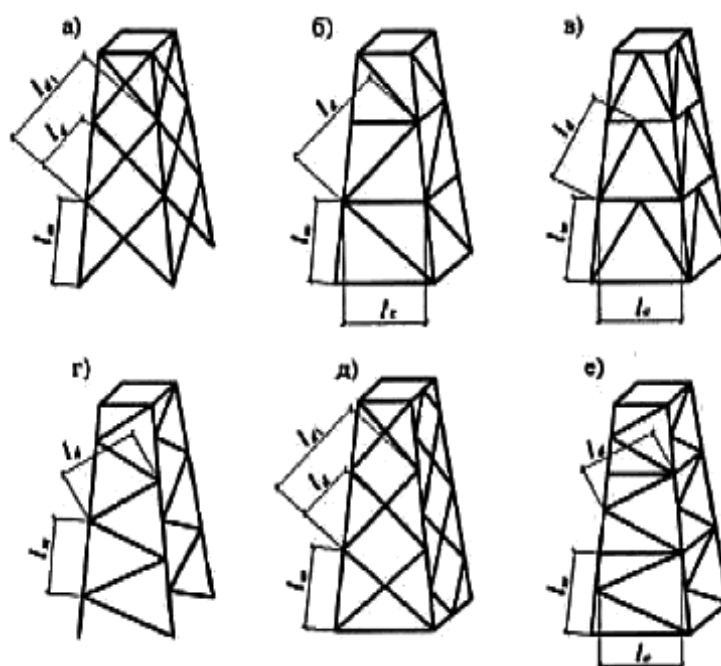
10.2.2 Ийкемдүүлүктү аныктоодо түзүмдүк конструкциялардын элементтеринин i кесилиштеринин инерция радиустары төмөндөгүчө кабыл алынышы керек:

кысылып-ийилүүчү элементтер үчүн – огуна карата, ийилүү тегиздигине ($i=i_x$ или $i=i_y$) перпендикуляр же параллелдүү; калган учурларда - минималдуу ($i=i_{min}$).

10.2.3 жалгыз бурчтардан жасалган мейкиндик конструкцияларынын кысылган, чоюлган жана жүктөмсүз элементтеринин эсептөө узундугу l_{ef} жана i кесилиштеринин инерция радиусу (15-сүрөт) ийкемдүүлүктү аныктоодо 27, 28 жана 29-таблицаар боюнча кабыл алынышы керек.

10.2.4 15, в-сүрөт боюнча раскостордун эсептик узундугун аныктоо үчүн, аларды раскосто бойлото жайгашкан ширетилген жиктер же буроолор менен (экиден кем эмес) распоркага жана жээкке фасонкасыз бекитүүдө эсептик узундугунун коэффициентинин μ_d маанисин n "До 2" мааниси болгондо 29-таблица боюнча кабыл алуу керек. Алардын учтары бир буроо менен бекитилген учурда, μ_d мааниси "фасонкасыз бир буроо менен" бекитүү үчүн 29-таблица боюнча кабыл алынышы керек, ал эми 27-таблица боюнча l_{ef} маанисин эсептөөдө μ_d ордуна $0,5(1 + \mu_d)$ кабыл алынышы керек.

10.2.5 Түтүктөрдөн же жупташкан бурчтардан жасалган элементтердин l_{ef} эсептик узундугу жана i инерция радиусу 10.1.1-10.1.3 ылайык кабыл алынышы керек.



а), б), в) - чектеш кырларда бириктирилген түйүндөр менен; г), д) - с чектеш кырларда бириктирилбеген түйүндөр менен; е) - чектеш кырларда жарым-жартылай бириктирилген түйүндөр менен

15-сүрөт – Мейкиндиктүү торчолуу конструкциялардын схемасы

27-т а б л и ц а

Мейкиндиктүү Конструкцияларды н элементтери	Кысылган жана жүктөмсүз элементтер		Чоюлган элементтер	
	l_{ef}	i	l_{ef}	i
Жээктер:				
15, а), б), в)-сүрөт боюнча	l_m	i_{min}	l_m	i_{min}
15, г), д)-сүрөт боюнча	$0,73 l_m$	i_{min}	$0,73 l_m$	i_{min}
15, е)-сүрөт боюнча	$0,64 l_m$	i_{min}	$0,64 l_m$	i_{min}

27-таблицанын аягы

Мейкиндиктүү Конструкциялардын элементтери	Кысылган жана жүктөмсүз элементтер		Чоюлган элементтер	
	l_{ef}	i	l_{ef}	i
Раскостор:				
15, а), д)-сүрөт боюнча	$\mu_d l_d$	i_{min}	$l_d(l_{d1})$	$i_{min}(i_x)$
15, б), в), г), е)-сүрөт боюнча	$\mu_d l_d$	i_{min}	l_d	i_{min}
Распоркалар:				
15, б), е)-сүрөт боюнча	$0,80 l_c$	i_{min}	-	-
15, в)-сүрөт боюнча	$0,73 l_c$	i_{min}		
27-таблицада кабыл алынган белгилер (15-сүрөт): l_{dc} – 28-таблица боюнча кабыл алынуучу шарттуу узундук; μ_d – 29-таблица боюнча кабыл алынуучу раскостун эсептелген узундугунун коэффициенти. Эскертүүлөр 1 15, а), д)-сүрөт боюнча раскостор кесилиш чекиттеринде бири-бири менен бириктирилиши керек. 2 15, в)-сүрөт боюнча распоркалар үчүн l_{ef} мааниси бирдей текчелүү бурчтар үчүн берилген. 3 Кашааларда конструкциянын кырынын тегиздигинен жасалган раскостор үчүн l_{ef} жана i маанилери берилген.				

28-т а б л и ц а

Торчолордун элементтеринин кесилишиндеги түйүндөрдүн конструкциясы	Колдоочу элемент болгон учурда раскостун шарттуу узундугу		
	чоюлган	иштебеген	кысылган
Эки өзөк тең үзгүлтүккө учурабайт	l_d	$1,3 l_d$	$0,8 l_{d1}$
Колдоочу элемент үзгүл- түккө учурап, фасонка менен капталат: каралып жаткан элемент үзгүлтүккө учурабайт			
15, а)-сүрөт боюнча конструкцияларда	$1,3 l_d$	$1,6 l_d$	l_{d1}
15, д)-сүрөт боюнча конструкцияларда	$(1,75-0,15n) l_d$	$(1,9-0,1n) l_d$	l_{d1}
Элементтердин кесили- шинин түйүнү кырдын тегиздигинен жылыш- уудан бекитилет (диаф- рагма менен ж. б.)	l_d	l_d	l_d
28-таблицада кабыл алынган белгилер (15-сүрөт): $n = L_{m,min} l_d / (L_{d,min} l_m),$ мында $L_{m,min}$ жана $L_{d,min}$ - жээктин жана раскостун кесилишинин инерциясынын эң кичинекей моменттери . Э с к е р т ү ү - $n < 1$ жана $n > 3$ болгондо, таблицадагы формулаларда $n = 1$ жана $n = 3$ кабыл алуу керек.			

Раскосторду жээктерге бекитүү	N маани	l/l_{min} болгондогу μ_d маани, барабар		
		до 60	св. 60 до 160	св. 160
Раскосту бойлото жайгашкан ширетилген жиктер, буроолор менен (экиден кем эмес)	2 чейин	1,14	$0,54+36i_{min}/l$	0,765
	6 жогору	1,04	$0,54+28,8 i_{min}/l$	0,740
Фасонкасыз бир буроо менен	Бардык маанилерде	1,12	$0,64+28,8 i_{min}/l$	0,820
<i>29 таблицада кабыл алынган белгилер:</i> n – 28-таблица боюнча; l – барабар кабыл алынган узундук: l_d - 15, б), в), г), е) сүрөт боюнча раскостор үчүн; l_{dc} 28-таблица боюнча –15, а), д) сүрөт боюнча раскостор үчүн. Э с к е р т ү ү л ө р 1 $2 \leq n \leq 6$ болгондо μ_d маанини сызыктуу интерполяция менен аныктоо керек. 2 Раскостун бир учун жээкке ширетип же буроо менен, ал эми экинчи учун фасонка аркылуу бекиткенде, раскостун эсептик узундугунун коэффициенти $0,5(1+\mu_d)$ барабар кабыл алынышы керек; раскостун эки учун тең фасонка аркылуу бекиткенде – $\mu_d = 1,0$.				

10.3 Колонналардын (мамылардын) эсептик узундугу

10.3.1 Туруктуу кесилиштин колонналарынын же тепкичтүү колонналардын айрым бөлүктөрүнүн эсептик узундугу l_{ef} формула боюнча аныкталышы керек

$$l_{ef} = \mu l, \quad (140)$$

мында l – колоннанын узундугу, анын бир бөлүгү же кабаттын бийиктиги;
 μ – эсептик узундук коэффициенти.

10.3.2 Колонналардын (мамылардын) эсептик узундугунун коэффициенттерин аныктоодо системанын элементтериндеги узунунан кеткен күчтөрдүн мааниси 7 жана 9-бөлүмдөргө ылайык колонналардын (мамылардын) туруктуулугун текшерүү жүргүзүлгөн жүктөмдөрдүн айкалышы үчүн кабыл алынышы керек.

Туруктуу кесилиш колонналары жана тепкичтүү колонналардын айрым участоктору үчүн эсептелген узундук коэффициенттеринин μ мааниси ар кандай

жүктөмдөрдүн айкалыштарында узунунан кеткен күчтөрдүн эң чоң маанисин берген жүктөмдөрдүн айкалышы менен эсептелген конструкцияда туруктуу кесилиш колонналары жана тепкичтүү колонналардын айрым бөлүктөрү үчүн кабыл алынат.

Муну менен бирге, ригелдердин колоннага бекитүү түйүндөрү раманын тегиздигинде колоннанын огуна перпендикуляр багытта эркин жыла албаган эркин эмес (бекитилген) рамаларды жана мындай жылуулар мүмкүн болгон эркин (бош) рамаларды айырмалоо керек (1-сүрөттү караңыз).

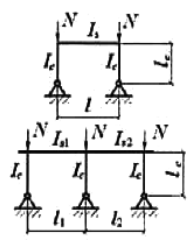
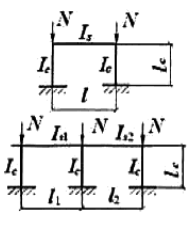
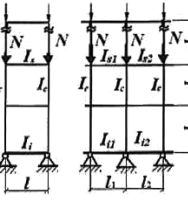
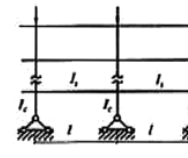
10.3.3 Туруктуу кесилиш колонналарынын (мамылардын) эсептелген узундугунун μ коэффициенттери алардын учтарын бекитүү шарттарына жана жүктөмүнүн түрүнө жараша аныкталышы керек. Учтарын бекитүүнүн белгилүү бир схемалары жана жүктөмүнүн түрү үчүн μ маанилери 30-таблицада берилген.

30-т а б л и ц а

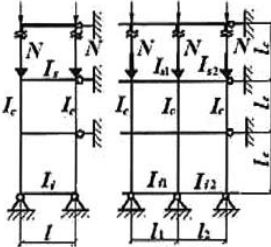
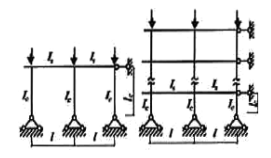
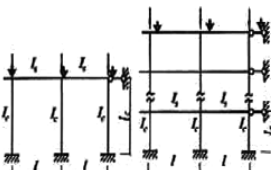
Колоннаны (мамыны) бекитүү схемалары жана жүктөмдүн түрү								
μ	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

Учтарын катуу бекитилген туруктуу кесилиштин колонналарынын (мамыларынын) эсептик узундугунун коэффициенттерин болот конструкцияларын долбоорлоо боюнча эрежелердин топтомунда берилген формулалар боюнча аныктоо керек.

10.3.4 Бирдей деңгээлде жайгашкан түйүндөрдүн бирдей жүктөмүндө эркин же эркин эмес рамалардын тегиздигиндеги туруктуу кесилиштин колонналарынын эсептелген узундугунун m^* коэффициенттери 31-таблицанын формулалары боюнча аныкталышы керек. Колонна негиздерин ($0,03 \leq p \leq 50$) катуу бекиткенде жана (142) жана (143) формулалардагы колонналардын жогорку учтарына ригелдерди допшу менен бекиткен учурда эркин рамаларда $n=0$ кабыл алынышы керек.

Раманын схемасы	Параметрлери		Эсептик узундугунун коэффициенти
	p	n	
	$p=0$	$\frac{L_S l_C}{L_C l}$	$\mu = 2\sqrt{1 + \frac{0,38}{n}}$ (141)
		$\frac{k(n_1 + n_2)}{k+1};$ $k \geq 2$	
	$p = \infty$	$\frac{L_S l_C}{L_C l}$	$\mu = \sqrt{\frac{n+0,56}{n+0,14}}$ (142)
		$\frac{k(n_1 + n_2)}{k+1};$ $k \geq 2$	
	Үстүңкү кабат $\frac{k(p_1 + p_2)}{k+1} \quad \frac{2k(n_1 + n_2)}{k+1}$ Ортоңку кабат $\frac{k(p_1 + p_2)}{k+1} \quad \frac{k(n_1 + n_2)}{k+1}$ Ылдыйкы кабат $\frac{2k(p_1 + p_2)}{k+1} \quad \frac{k(n_1 + n_2)}{k+1}$		$\mu = \frac{n \leq 0,2 \text{ болгондо}}{(p+0,68)\sqrt{n+0,22}};$ $\sqrt{0,68p(p+0,9)(n+0,08)+0,1n};$ (143) $\mu = \frac{(p+0,63)\sqrt{n+0,28}}{\sqrt{pn(p+0,9)+0,1n}};$ (144)
	Жеке учурлар		$\mu = 2,15\sqrt{\frac{n+0,22}{n}}$
	$p=0$	0,03 тон 0,2 чейин	$\mu = 2,0\sqrt{\frac{n+0,28}{n}}$
		0,2 жогору	
	$0,03 \leq p \leq 50$	∞	$\mu = \frac{(p+0,63)}{\sqrt{p(p+0,9)+0,1}}$
	$p = \infty$	0,03 тон 0,2 ге чейин	$\mu = 1,21\sqrt{\frac{n+0,22}{n+0,08}}$
		0,2 жогору	$\mu = \sqrt{\frac{n+0,28}{n}}$

31-таблицанын аягы

Раманын схемасы	Параметрлери		Эсептик узундугунун коэффициенти
	p	n	
	Эркин эмес рамалар		$\mu = \sqrt{\frac{1 + 0,46(p + n) + 0,18pn}{1 + 0,93(p + n) + 0,71pn}}$ (145)
	Үстүңкү кабат		
	$0,5(p_1 + p_2)$	$n_1 + n_2$	
	Ортоңку кабат		
	$0,5(p_1 + p_2)$	$0,5(n_1 + n_2)$	
	Ылдыйкы кабат		
	$(p_1 + p_2)$	$0,5(n_1 + n_2)$	
	Жеке учурлар		$\mu = \sqrt{\frac{1 + 0,46n}{1 + 0,93n}}$
	$p = 0$	$\frac{L_s l_c}{L_c l}$	
	$p = \infty$	$\frac{L_s l_c}{L_c l}$	$\mu = \sqrt{\frac{1 + 0,39n}{2 + 1,54n}}$
31-таблицада кабыл алынган белгилер: L_{s1}, L_{s2} жана L_{i1}, L_{i2}- сыналып жаткан колоннанын жогорку жана төмөнкү учуна жанаша турган ригелдердин кесилишинин инерция моменттери; L_c, l_c – кесилиштин инерция моменти жана текшерилүүчү колоннанын узундугу; l, l_1, l_2 – раманын аралыктары; k – аралыктардын саны; $n_1 = \frac{L_{s1} l_c}{L_c l_1}; \quad n_2 = \frac{L_{s2} l_c}{L_c l_2}; \quad p_1 = \frac{L_{i1} l_c}{L_c l_1}; \quad p_2 = \frac{L_{i2} l_c}{L_c l_2}.$ Эскертүү – Эркин көп аралыктуу раманын четки колоннасы үчүн μ коэффициентти бир аралыктуу раманын колонналары үчүн сыяктуу p жана n маанилеринде аныктоо керек.			

10.3.5 $H/B \geq 6$ катышта (мында H – эркин көп кабаттуу раманын толук бийиктиги, B – раманын туурасы) жалпы раманын туруктуулугу негизинде кысылган жана жогору жагында бош болгон курама өзөк катары текшерилиши керек.

10.3.6 Бош бир кабаттуу рамкадагы колонналардын жогорку түйүндөрүнө бирдей эмес жүктөмдөр колдонулса жана бардык колонналардын үстү боюнча катуу жабуу дискинин же узунунан кеткен байланыштар болсо, раманын тегиздигиндеги эң көп жүктөм колдонулган колоннанын эсептик узундугунун μ_{ef} коэффициенти төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$\mu_{ef} = \mu \sqrt{\frac{L_c \sum N_i}{N_c \sum L_i}} \geq 0,7, \quad (146)$$

мында μ – (141) жана (142) формулалар боюнча эсептелинуучү текшерилуучү колоннанын эсептик узундугунун коэффициенти;

L_c, N_c – кесилиштин инерция моменти жана каралып жаткан раманын эң көп жүктөм колдонулган колоннасындагы күч;

$\sum N_i, \sum L_i$ – каралып жаткан раманын жана төрт жанаша турган рамалардын (эки тараптан экиден) бардык колонналарынын кесилиштеринин эсептелген күч-аракетинин жана инерция моменттеринин суммасы; бардык күч-аракеттер текшерилген колоннада N_c күчүн пайда кылган жүктөмдөрдүн айкалышында аныкталышы керек.

10.3.7 Раманын тегиздигиндеги тепкичтүү колонналардын айрым участокторунун эсептик узундугунун μ коэффициенттери И тиркемесине ылайык же 10.3.1 жана 10.3.2 эске алуу менен колонналардын учтарын бекитүүнүн иш жүзүндөгү шарттарын эске алган эсептик схемасынын негизинде аныкталышы керек.

Бир кабаттуу өндүрүштүк имараттардын рамаларынын тепкичтүү колонналары үчүн эсептик узундугунун μ коэффициенттерин аныктоодо жанаша турган колонналардын жүктөм даражасынын жана катуулугунун таасири эске алынбайт; үстүнөн бардык колонналарды бириктирүүчү жана курулманын мейкиндикте иштешин камсыз кылуучу жабуунун катуу диски же узунунан кеткен байланышы болгондо көп аралыгы бар рамалар үчүн (эки же андан көп аралыгы менен) колонналардын эсептик узундуктары ригелдердин деңгээлинде бекем бекитилген мамылар үчүн сыяктуу аныкталышы керек.

10.3.8 Эркин бир кабаттуу (жабуунун катуу диски жок болгондо) жана көп кабаттуу рамалар үчүн аныкталган μ эсептик узундук коэффициенттери төмөнкү формула боюнча аныкталуучу ψ коэффициентке көбөйтүү жолу менен азайтылышы керек.

$$\psi = 1 - \alpha \left[1 - (\omega/5)^2 \right]^{5/4}, \quad (147)$$

мында $\alpha = 0,65 - 0,9\beta + 0,25\beta^2$;

$$\omega = \bar{\lambda} / \sqrt{1+m} \leq 5$$

Бул жерде төмөнкүдөй белгиленген:

$$\beta = 1 - M_1 / M \leq 0,2; \quad m = MA / (NW_C);$$

$\bar{\lambda}$ - 7.3.2 жана 7.3.3 талаптарын эске алуу менен эсептелген колоннанын шарттуу ийкемдүүлүгү.

Эсептелген эркин рамкадагы N узунунан кеткен күчтүн жана M ийилүү моментинин эсептик маанилери 9.2.3 ылайык аныкталышы керек.

Ийилүүчү моменттин M мааниси, бул эсептик учурда раманы эркин эмес катарында кароо менен, M моменти иштеп жаткан колоннанын ошол эле кесилишиндеги жүктөмдөрдүн ошондой эле айкалышы үчүн аныкталышы керек.

10.3.9 Имарат бойлой (раманын тегиздигинен тышкары) багыты боюнча колонналардын эсептик узундугу раманын тегиздигинен жылышып кетүүдөн бекитилген чекиттердин (колонналардын тирөөчтөрү, кран устундары жана стропилалардын фермалары, байланыштарды жана ригелдерди бекитүү түйүндөрү ж.б.) ортосундагы аралыктарга барабар кабыл алынуу же колонналардын учтарын бекитүүнүн иш жүзүндөгү шарттарын эске алган эсептик схеманын негизинде аныктоо керек.

10.3.10 Транспортердук галереялардын жалпак тирөөчтөрүнүн бутактарынын эсептик узундугу төмөнкүгө барабар кабыл алынышы керек:

галереянын узунунан кеткен багыты боюнча - μ коэффициентке көбөйтүлгөн, алардын учтарынын бекитилүү шарттарына жараша туруктуу кесилиштеги мамылар үчүн аныкталуучу тирөөчтүн бийиктиги (базанын түбүнөн ферманын же устундун төмөнкү жээгинин огуна чейин);

туурасынан кеткен багытта (тирөөчтүн тегиздигинде) - түйүндөрдүн борборлорунун ортосундагы аралык; муну менен бирге, негизине бекитилген жана үстүнкү бөлүгүндө эркин түзүмдүк өзөк сыяктуу жалпы тирөөчтүн жалпы туруктуулугу текшерилиши керек.

10.3.11 Тастыкталган программалык эсептөө системаларын колдонуу менен колонналардын (мамылардын), анын ичинде мейкиндиктүү торчо конструкциялардын кысылган элементтеринин эсептик узундугун аныктоо майышпаган схема боюнча болоттун серпилгичтүү жумушун болжолдоо менен аткарылат.

10.4 Элементтердин чектүү ийкемдүүлүгү

10.4.1 $\lambda = l_{ef} / i$ элементтердин ийкемдүүлүгү кысылган элементтер үчүн 32-таблицада жана чоюлган элементтер үчүн 33-таблицада берилген λ_u чектик маанилерден ашпоого тийиш.

10.4.2 МАСТ 27751 боюнча бардык класстардагы имараттарда жана курулмаларда В тиркемесине ылайык 4-топко кирген конструкциялык элементтер үчүн чектик ийкемдүүлүктүн мааниси 10%га жогорулайт.

32-т а б л и ц а

Конструкциялардын элементтери	Кысылган элементтердин чектик ийкемдүүлүгү λ_u
1 Тирөөчү реакцияны берүүчү жээктер, тирөөчү раскостор жана мамылар:	
а) бийиктиги 50 мге чейинки трубалардан же жалгыз бурчтан жасалган жалпак фермалар, түзүмдүк конструкциялар жана мейкиндиктүү конструкциялар	180-60 α
б) жалгыз бурчтардан жасалган мейкиндиктүү конструкциялар, ошондой эле бийиктиги 50 мге чейинки трубалардан же жалгыз бурчтан жасалган мейкиндиктүү конструкциялар	120
2 1 жана 7-позицияларда көрсөтүлгөндөн башка элементтер:	210-40 α
а) жалпак фермалар, жалгыз бурчтардан жасалган ширетилген мейкиндиктүү жана түзүмдүк конструкциялар, түтүктөрдөн жана жуп бурчтардан жасалган мейкиндиктүү жана түзүмдүк конструкциялар	220-40 α
б) буроолуу бекиткичтери бар жалгыз бурчтардан жасалган мейкиндиктүү жана түзүмдүк конструкциялар	

32-таблицанын аягы

Конструкциялардын элементтери	Кысылган элементтердин чектик ийкемдүүлүгү λ_u
3 Монтаждоо учурунда бекитилбеген фермалардын үстүнкү жээктери (монтаждоо аяктагандан кийинки чектик ийкемдүүлүк 1-позиция боюнча кабыл алынышы керек) 4 Негизги колонналар 5 Кысуу жумуштарын эсепке алуу менен кошумча колонналар (фахверк, фонарлардын мамылары ж.б.), колонналардын торунун элементтери, колонналардын ортосундагы вертикалдуу байланыштардын элементтери (кран жолдорунун устундарынан төмөн), устундар жана аркалар 6 5-позицияда көрсөтүлгөндөн башка байланыштыруучу элементтер, ошондой эле кысылган өзөктөрдүн эсептик узундугун азайтуу үчүн кызмат кылган өзөктөр жана 7-позицияда көрсөтүлгөндөн тышкаркы башка жүктөмү жок элементтер 7 Вертикалдуу тегиздикте ийкемдүүлүгүн текшерүүдө шамалдын таасирине дуушар болгон коштаврдуу жана кайчылаш кесилиштердин мейкиндиктүү конструкцияларынын кысылган жана жүктөмү жок элементтери	220 180-60 α 210-60 α 200 150
32-таблицада кабыл алынган белгилер: $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_{yc}} - 0,5 \text{ кем эмес кабыл алынган коэффициент (тийиштүү учурларда } \varphi \text{ ордуна } \varphi_e). \text{ кабыл алуу керек)}$	

Конструкциялардын элементтери	Конструкцияга жүктөмдөр таасир эткен учурда чоюлган элементтердин чектик ийкемдүүлүгү λ_u		
	динамикалык, түздөн-түз конструкцияга коюлган	статикалык	крандардан (4-эскертүүнү караңыз) жана темир жол курамдарынан
1 Жалпак фермалардын (анын ичинде тормоздук фермалардын) жана түзүмдүк конструкциялардын жээктери жана тирөөчү раскостору	250	400	250
2 1-позицияда көрсөтүлгөндөн башка фермалардын жана түзүмдүк конструкциялардын элементтери	350	400	300
3 Кран жолдорундагы устундардын жана фермалардын төмөнкү жээктери	-	-	150
4 Колонналардын ортосундагы вертикалдуу байланыштардын элементтери (кран жолдорунун устундарынын астында)	300	300	200
5 Байланыштын башка элементтери	400	400	300
6 Мамылардын жана траверсдердин жээктери жана тирөөчтөрү, транспорттун ачык бөлүштүрүү түзүлүштөрүнүн жана байланыштарынын электр берүү линияларынын траверс тирөөч тартуулары	250	-	-

33-таблицанын уландысы

Конструкциялардын элементтери	Конструкцияга жүктөмдөр таасир эткен учурда чоюлган элементтердин чектик ийкемдүүлүгү λ_u		
	динамикалык, түздөн-түз конструкцияга коюлган	статикалык	крандардан (4-эскертүүнү караңыз) жана темир жол курамдарынан
7 6 жана 8-позицияларда көрсөтүлгөндөрдөн тышкары, транспорттун ачык бөлүштүрүү түзүлүштөрүнүн жана байланыштарынын электр берүү линияларынын тирөөчтөрүнүн элементтери	350	-	-
8 Вертикалдуу тегиздикте ийкемдүүлүгүн текшерүүдө шамал жүктөмдөрүнүн таасирине дуушар болгон тавр жана кайчылаш кесилиштердин мейкиндик конструкцияларынын элементтери (ал эми траверс тартууларында электр берүү линияларынын тирөөчтөрү жана жалгыз бурчтардан)	150	-	-
Э с к е р т ү ү л ө р 1 Динамикалык таасирге дуушар болбогон конструкцияларда чоюлган элементтердин ийкемдүүлүгүн вертикалдуу тегиздиктерде гана текшерүү керек. 2 Өз салмагынын таасири астында ийилүү $l/150$ ашпаган байланыш элементтери үчүн (5-позиция) конструкцияга статикалык жүктөмдөр таасирин тийгизгенде $\lambda_u = 500$ кабыл алынат. 3 Алдын ала чыңалууга дуушар болгон чоюлган элементтердин ийкемдүүлүгү (талрептүү салмактар) чектелбейт. 4 Чектик ийкемдүүлүктүн маанилери КЧЖЭ 2.01.07 ылайык 7к (металлургия өндүрүшүнүн цехтеринде) жана 8К иштөө режимдеринин топторунун крандарында кабыл алынышы керек.			

Конструкциялардын элементтери	Конструкцияга жүктөмдөр таасир эткен учурда чоюлган элементтердин чектик ийкемдүүлүгү λ_u		
	динамикалык, түздөн-түз конструкцияга коюлган	статикалык	крандардан (4-эскертүүнү караңыз) жана темир жол курамдарынан
Эскертүүлөр 5 1К-6К иштөө режимдеринин топторунун крандарында кран жолдорунун устундарынын жана фермаларынын төмөнкү жээктери үчүн $\lambda_u = 200$ кабыл алынат. 6 Түздөн-түз конструкцияга колдонулган динамикалык жүктөмдөргө чарчоо эсептөөлөрүндө же КЧЖЭ 2.01.07 боюнча динамикалуулук коэффициенттерин эске алуу менен кабыл алынган жүктөмдөр кирет.			

11 Тактай конструкцияларын эсептөө

11.1 Бекемдигин эсептөө

11.1.1 Моментсиз чыңалган абалда турган лист конструкцияларынын (айлануу кабыктарынын) бекемдигин эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$\frac{1}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad (148)$$

мында σ_x жана σ_y – эки өз ара перпендикуляр багыт боюнча кадимки чыңалуулар;

γ_c – КЧЖЭ 2.09.03 талаптарына ылайык дайындалуучу конструкциялардын иштөө шарттарынын коэффициенти.

Муну менен бирге, негизги чыңалуулардын абсолюттук маанилери γ_c көбөйтүлгөн эсептик каршылыктардын маанилеринен ашпашы керек.

11.1.2 Суюктуктун, газдын же эшилме материалдын басымы астында турган айлануунун моментсиз жука дубалдуу кабыктарындагы чыңалууну (16-сүрөт) төмөнкү формула боюнча аныктоо керек:

$$\sigma_1 = \frac{F}{2\pi r t \cos \beta}; \quad (149)$$

$$\sigma_2 = (p/t - \sigma_1/r_1)r_2, \quad (150)$$

мында σ_1 жана σ_2 – меридионалык жана айланма чыңалуу;

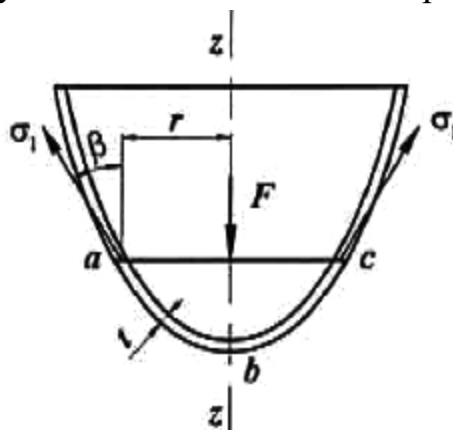
F – кабыктын бөлүгүнө таасир этүүчү толук эсептелген басымдын кабыктын огунда $z-z$ болгон проекциясы (16-сүрөттү караңыз);

r жана β – 16-сүрөттө көрсөтүлгөн радиус жана бурч;

t – кабыктын калыңдыгы;

p – кабыктын бетине эсептелген басым;

r_1, r_2 – кабыктын ортоңку бетинин негизги багыттарындагы ийри радиустар.



16-сүрөт – Айлануу кабыгынын схемасы

11.1.3 Ички бирдей басым астында турган жабык моментсиз ичке дубалдуу айлануу кабыктарындагы чыңалуулар төмөнкү формулалар боюнча аныкталышы керек:

цилиндр кабыктары үчүн

$$\sigma_1 = pr/(2t); \quad \sigma_2 = pr/t; \quad (151)$$

тоглок кабыктар үчүн

$$\sigma_1 = \sigma_2 = pr/(2t); \quad (152)$$

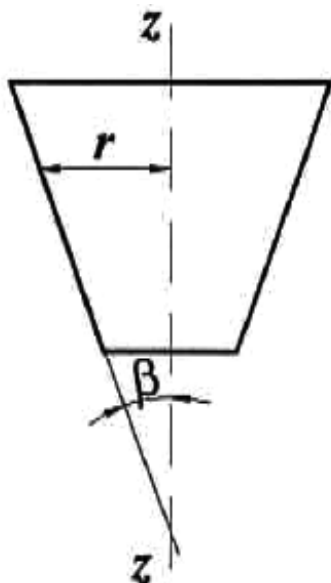
конустук кабыктар үчүн

$$\sigma_1 = \frac{pr}{2t \cos \beta}; \quad \sigma_2 = \frac{pr}{t \cos \beta}, \quad (153)$$

мында p – кабык бетинин бирдигине эсептелген ички басым;

r – кабыктын ортоңку бетинин радиусу (17-сүрөт);

β – түзүүчү конус жана анын $z-z$ огунун ортосундагы бурч (17-сүрөттү караңыз).



17-сүрөт - Конустук айлануу кабыгынын схемасы

11.1.4 Формасы же калыңдыгы, ошондой эле жүктөмү өзгөргөн жерлерде кабыктардын бекемдигин текшерүүдө жергиликтүү чыңалууларды (чектик эффект) эске алынышы керек.

11.1.5 Бардык конфигурациянын кабыктарындагы чыңалуулар жана күч-аракеттер мейкиндиктүү эсептөө схемасы боюнча эсептөөлөрдө 11.1.2-11.1.4 талаптарына ылайык, ошондой эле тастыкталган программалык комплекстерди колдонуу менен аткарылышы керек.

11.2 Туруктуулукту эсептөө

11.2.1 Түзүүчүлөргө параллель бирдей кысылган жабык тегерек цилиндрдик айлануу кабыктарынын туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr,1} \gamma_c} \leq 1, \quad (154)$$

мында σ_1 – кабыктагы эсептик чыңалуу;

$\sigma_{cr,1} - \psi R_y$ же cEt/r маанилеринен кичинекейине барабар кооптуу чыңалуу (бул жерде r - кабыктын ортоңку бетинин радиусу; t - кабыктын калыңдыгы) $r/t \leq 300$ болгондо; $r/t > 300$ болгондо $\sigma_{cr,1} = cEt/r$.

$0 < r/t \leq 300$ болгондо ψ коэффициентинин маанилери төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$\psi = 0,97 - (0,00025 + 0,95R_y/E)r/t. \quad (155)$$

c коэффициентинин маанилери 34-таблица боюнча аныкталышы керек.

34-т а б л и ц а

r/t	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
c	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

Диаметралдык тегиздикте пайда кылуучу же таза ийилүү менен параллелдүү борбордон тышкаркы кысуу болгон учурда, $0,07E(t/r)^{3/2}$ мааниден ашпаган эң чоң моменттин ордуна тийүүчү чыңалуу болгондо $\sigma_{cr,1}$ чыңалуу $(1,1-0,1 \sigma'_1/\sigma_1)$ эсе көбөйтүлүшү керек, мында σ'_1 - эң аз чыңалуу (созулуучу чыңалуу терс деп эсептелиши керек).

11.2.2 $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y/E}$ шарттуу ийкемдүүлүктө кысылган же борбордон тышкары кысылган өзөктөр катарында эсептелген түтүктөрдө төмөнкү шарт аткарылышы керек

$$r/t \leq \pi \sqrt{E/R_y} \quad (156)$$

Мындай түтүктөр дубалдардын туруктуулугунун эсебине карабастан, 7 жана 9-бөлүктөрдүн талаптарына ылайык туруктуулугу эсептелиши керек. Эгерде r/t маанилер (156) формула боюнча аныкталган маанилердин жарымынан ашпаса, жиксиз же электр ширетилген түтүктөрдүн дубалдарынын туруктуулугун эсептөө талап кылынбайт.

11.2.3 $b^2/(rt) \leq 20$ болгондо эки түзүүчү боюнча жана эки багыттоочу жаага такалган, түзүүчүлөрдү бойлото бирдей кысылган цилиндрдик панель (мында b - багыттоочунун жаасы менен өлчөнгөн панелдин туурасы), төмөнкү формулалар боюнча пластинка катары туруктуулукка эсептелиши керек:

$\sigma \leq 0,8R_y$ эсептик чыңалууда

$$b/t \leq 1,9\sqrt{E/\sigma}; \quad (157)$$

эсептик чыңалууда

$$b/t \leq 37 / \sqrt{1 + 500R_y / E}. \quad (158)$$

$0,8R_y < \sigma < R_y$ болгондо b/t эң көп катышы линиялуу интерполяция менен аныкталышы керек.

Эгерде $b^2/(rt) > 20$ болсо, анда панель 11.2.1 талаптарына ылайык кабык катары туруктуулукка эсептелиши керек.

11.2.4 Жабык тегерек цилиндрдүү айлануу кабыгынын туруктуулугун эсептөө, каптал бетине нормалдуу p сырткы бирдей басым болгондо, төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$\sigma_2 / (\sigma_{cr,2} \gamma_c) \leq 1, \quad (159)$$

мында $\sigma_2 = pr/t$ – кабыктагы эсептик тегерек чыңалуу;

$\sigma_{cr,2}$ – төмөнкү формулалар боюнча аныкталуучу кооптуу чыңалуу:

$0,5 \leq l/r \leq 10$ болгондо

$$\sigma_{cr,2} = 0,55E(r/l)(t/r)^{3/2}; \quad (160)$$

болгондо

$$\sigma_{cr,2} = 0,17E(t/r)^2; \quad (161)$$

$10 < l/r < 20$ болгондо $\sigma_{cr,2}$ чыңалуу линиялуу интерполяция менен аныкталышы керек.

Бул жерде l – цилиндр кабыгынын узундугу.

Ошол эле кабык, бирок октордун ортосунда $s \geq 0,5r$ кадамда жайгашкан шакекче кырлары менен бекемделген, (159) - (161) формулалары боюнча, аларда l ордуна s коюу менен туруктуулугу эсептелиши керек.

Бул учурда $N=prs$ жана таякчасынын эсептелген узундугу $l_{ef}=1,8r$ болгондо 7.1.3 талаптарына ылайык кысылган өзөк катары кырлардын туруктуулугунун шарты канааттандырылышы керек, муну менен бирге кырдын кесилишине кырдын огунун ар бир тарабынан туурасы $65t\sqrt{E/R_y}$ болгон кабыктын участоктору киргизилиши керек, ал эми өзөктүн $\bar{\lambda}=\lambda\sqrt{R_y/E}$ шарттуу ийкемдүүлүгү 6,5 ашпашы керек.

Бир тараптуу катуулук кырында анын инерция моменти кабыктын жакынкы бетине дал келген огуна карата эсептелиши керек.

11.2.5 11.2.1 жана 11.2.4 көрсөтүлгөн жүктөмдөрдүн бир эле мезгилдеги таасирине дуушар болгон жабык тегерек цилиндрдик айлануу кабыгынын туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$\left(\sigma_1 / \sigma_{cr,1} + \sigma_2 / \sigma_{cr,2} \right) / \gamma_c \leq 1, \quad (162)$$

мында $\sigma_{cr,1}$ 11.2.1 талаптарына ылайык жана $\sigma_{cr,2}$ - 11.2.4 талаптарына ылайык эсептелүүгө тийиш.

11.2.6 $\beta \leq 60^\circ$ конустук бурчу, окко бойлото N кысылган күчү бар айлануу конустук кабыгынын туруктуулугун эсептөө (18-Сүрөт) төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$N / (N_{cr} \gamma_c) \leq 1, \quad (163)$$

мында N_{cr} – төмөнкү формула боюнча аныкталуучу кооптуу күч

$$N_{cr} = 6,28t\sigma_{cr,1}r_m \cos^2 \beta, \quad (164)$$

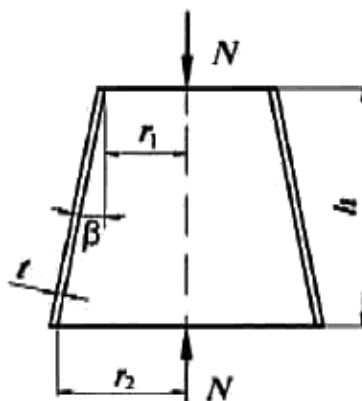
Бул жерде t – кабыктын калыңдыгы;

$\sigma_{cr,1}$ – r радиусту r_m радиусуна алмаштыруу менен 11.2.1 талаптарына ылайык эсептелген, төмөнкүгө барабар чыңалуунун мааниси

$$r_m = (0,9r_2 + 0,1r_1) / \cos \beta. \quad (165)$$

11.2.7 Каптал бетине нормалдуу сырткы бирдей p басым болгондо конустук айлануу кабыгынын туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$\sigma_2 / (\sigma_{cr,2} \gamma_c) \leq 1, \quad (166)$$



18-сүрөт – Узунунан кысуу аракетин астындагы конустук айлануу кабыгынын схемасы

Бул жерде $\sigma_2 = pr_m / t$ – кабыктагы эсептик шакектүү чыңалуу;

$\sigma_{cr,2}$ – төмөнкү формула боюнча аныкталуучу кооптуу чыңалуу

$$\sigma_{cr,2} = 0,55E(r_m / h)(t / r_m)^{3/2}, \quad (167)$$

мында r_m – (165) формула боюнча аныкталуучу радиус;

h – конустук кабыктын бийиктиги (негизгилердин ортосунда).

11.2.8 11.2.6 жана 11.2.7 көрсөтүлгөн жүктөмдөрдүн бир эле мезгилдеги таасирине дуушар болгон конустук айлануу кабыгынын туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$(N / N_{cr} + \sigma_2 / \sigma_{cr,2}) / \gamma_c \leq 1, \quad (168)$$

мында N_{cr} жана $\sigma_{cr,2}$ маанилерин (164) жана (167) формулалары боюнча эсептелиши керек.

11.2.9 $r/t \leq 750$ болгондо жана анын бетине нормалдуу болгон тышкы бирдей p басымынын аракетинде толук тоголок кабыктын (же анын сегментинин) туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$\sigma/(\sigma_{cr}\gamma_c) \leq 1, \quad (169)$$

мында $\sigma = pr/(2t)$ - эсептик чыңалуу;

$\sigma_{cr} = 0,1Et/r - R_y$ ашык эмеске барабар кабыл алынган кооптуу чыңалуу
бул жерде r – чөйрөнүн орточо тегиздигинин радиусу.

12 Болот конструкцияларынын элементтеринин чарчоосун эсептөө

12.1 Эсептөөнүн жалпы жоболору

12.1.1 Көп жолу колдонулуучу кыймылдуу, термелүүчү же чарчоонун пайда болушуна алып келүүчү 10 жана андан ашык жүктөм циклдарынын саны бар жүктөмдөрдүн башка түрүн түздөн-түз кабыл алуучу болот конструкцияларын жана алардын элементтерин (кран жолдорунун устундары, жумушчу аянтчалардын устундары, бункердик жана түшүрүүчү эстакадалардын конструкцияларынын элементтери, кыймылдаткычтар үчүн конструкциялар ж.б.) долбоорлоодо чыңалуунун олуттуу концентрациясына алып келбеген конструкциялык чечимдерди колдонуу керек жана чарчоосун эске алуу менен текшерүү керек.

Жүктөмдөрдүн циклдарынын саны эксплуатациянын технологиялык талаптары боюнча кабыл алынышы керек.

Конструкциялардын чарчоосун эсептөө КЧЖЭ 2.01.07 ылайык орнотулуучу жүктөмдөрдүн таасирине жүргүзүлүшү керек.

Чарчоосун эсептөө КЧЖЭ 2.01.07 ылайык резонанстык куюн толкунунун таасирине дуушар болгон бийик курулмалардын (мачталар, мунаралар ж.б. тибин) конструкциялары үчүн аткарылышы керек.

12.1.2 Чарчоосун эсептөө төмөнкү формула боюнча жүргүзүлүшү керек

$$\frac{\sigma_{max}}{\alpha R_v \gamma_c} \leq 1, \quad (170)^*$$

мында σ_{max} – элементтин эсептелген кесилишиндеги динамикалуулук коэффициентин жана $\varphi, \varphi_b, \varphi_e$ коэффициенттерди эске албастан нетто кесилиш боюнча эсептелген абсолюттук маани боюнча эң чоң чыңалуу;

$R_v - R_{un}$ болоттун жана элементтердин тобунун жана К. 1-таблицада (К тиркеме) берилген конструкциялардын бирикмелеринин убактылуу каршылыгына жараша 35-таблицада кабыл алынган чарчоонун эсептик каршылыгы;

α - n жүктөмдөрдүн циклдарынын санын эске алуучу коэффициент,

$n \geq 3,9 \cdot 10^6$ болгондо, $\alpha = 0,77$ барабар кабыл алынуучу;

$n < 3,9 \cdot 10^6$ болгондо, төмөнкү формулалар боюнча эсептелинуучү:

1 жана 2 топтогу элементтер үчүн

$$\alpha = 0,064(n/10^6)^2 - 0,5(n/10^6) + 1,75; \quad (171)$$

3-8 топтогу элементтер үчүн

$$\alpha = 0,07(n/10^6)^2 - 0,64(n/10^6) + 2,2; \quad (172)$$

γ_v - $\rho = \sigma_{min} / \sigma_{max}$ чыңалуулардын чыңалуу абалына жана асимметрия коэффициентине жараша 36 – таблица боюнча аныкталуучу коэффициент (бул жерде σ_{min} - σ_{max} сыяктуу жүктөмдө ошондой эле эсептелүүчү элементтин эсептелген кесилишиндеги абсолюттук мааниси боюнча эң аз чыңалуу). Ар кандай чыңалууда σ_{max} жана σ_{min} коэффициенттин ρ мааниси "минус" белгиси менен кабыл алынышы керек.

(170) формуласы боюнча эсептөөдө $\alpha R_v \gamma_v \leq R_u / \gamma_u$ шарт аткарылышы керек

35-т а б л и ц а

Элементтердин тобу	R_{un} , Н/мм ² болоттун убактылуу каршылык көрсөтүүсүнүн ченемдик маанисиндеги R_v мааниси				
	420 чейин	420 жогору 440 чейин	440 жогору 520 чейин	520 жогору 580 чейин	580 жогору 675 чейин
1	120	128	132	136	145
2	100	106	108	110	116
3	Болоттун бардык маркасы үчүн				90
4	Ошондой эле				75
5	"				60
6	"				45
7	"				36
8	"				27

12.1.3 Жүктөмдөрдүн циклдарынын саны 10дон аз болгон жүктөмдөрдү түздөн-түз кабыл алуучу болот конструкциялары жана алардын элементтери чыңалуулардын олуттуу концентрациясына алып келбеген конструкциялык чечимдерди колдонуу менен долбоорлонушу керек. Башка учурларда, болот конструкциялары жана алардын элементтери долбоорлоо эрежелери боюнча азоциклдик чарчоону эсептөө менен текшерилиши керек.

36-т а б л и ц а

Чыңалган абал (σ_{max}) үчүн	ρ чыңалууларынын асимметрияларынын коэффициенти	γ_v коэффициентин эсептөө үчүн формулалар
Чоюлуу	$-1 \leq \rho \leq 0$	$\frac{2,5}{1,5-\rho}$
	$0 < \rho \leq 0,8$	$\frac{2,0}{1,2-\rho}$
	$0,8 < \rho < 1$	$\frac{1,0}{1-\rho}$
Кысылуу	$-1 \leq \rho < 1$	$\frac{2,0}{1-\rho}$

12.2 Кран жолдорунун устундарын эсептөө

Кран жолдорунун устундарынын чарчоосун эсептөө КЧЖЭ 2.01.07 ылайык аныкталуучу кран жүктөмдөрүнүн таасирине 12.1.1 жана 12.1.2 талаптарына ылайык аткарылышы керек. Муну менен бирге, 7К (металлургия өндүрүшүнүн цехтеринде) жана 8К иштөө режимдериндеги крандардын топторунда $\alpha = 0,77$ жана $\alpha = 1,1$ -калган учурларда кабыл алуу керек. КЧЖЭ 2.01.07 ылайык аныкталуучу кран жүктөмдөрүнүн таасири астында кран жолдорунун түзүмдүк устундарынын дубалдарынын жогорку зонасынын чарчоосун эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$(0,5\sqrt{\sigma_x^2 + 0,36\tau_{xy}^2} + 0,4\sigma_{loc,y} + 0,5\sigma_{fy}) / R_v \leq 1, \quad (173)$$

мында R_v – болоттордун бардык маркалары үчүн кабыл алынуучу, ширетилген жана фрикциялык жээк байланыштары бар устундар үчүн бирдей эсептелген чарчоо каршылыгы:

дубалдын кысылган жогорку зонасы үчүн (устун аралыгындагы кесилиш

$R_v = 75 \text{ Н/мм}^2$ жана 96 Н/мм^2 ;

дубалдын чоюлган жогорку зонасы үчүн (кесилбеген устундардын тирөөчү кесилиштери)

$R_v = 65 \text{ Н/мм}^2$ жана 89 Н/мм^2 .

(173) формуладагы чыңалуулардын маанилери (67) формулалар боюнча аткарылышы керек.

13 Морт сынууну болтурбоону эске алуу менен болот конструкцияларын долбоорлоо

13.1 Болот конструкцияларын долбоорлоодо төмөнкү факторлорду айкалыштыруунун жагымсыз таасиринен келип чыккан морт сынуу мүмкүнчүлүгүн жокко чыгаруу керек:

болот анын химиялык курамына, түзүлүшүнө жана прокаттын калыңдыгына жараша морт абалга өткөн төмөн температура;

кыймылдуу, динамикалык жана термелүү жүктөмдөрүнүн аракеттери;

кесилиштердин топтолгон жүктөмдөрүнүн же майышууларынын, ошондой эле ширетүү жана калдык чыңалууларынын таасиринен келип чыккан жогорку жергиликтүү чыңалуулар;

чоюлуучу чыңалуулардын аракет багыты боюнча багытталган чыңалуу концентраторлору.

13.2 Конструкциялардын морт сынышын болтурбоо үчүн төмөнкүлөр керек:

болотту 5.2 талаптарына жана В.1 таблицасына ылайык (В тиркемеси) тандоо.

0,4 0,4 R_y ашкан чоюлуучу чыңалуу зоналарда ширетүүчү жиктерин жайгаштыруудан алыс болуу;

конструкциялык чечимден келип чыккан же ар кандай технологиялык операцияларда (оңдоо, ийүү, гильотин кесүү, көзөнөктөрдү басуу ж. б.) пайда болгон чыңалуунун жана жантайуунун концентрациясынын жагымсыз таасирин азайтуу боюнча чараларды көрүү;

ширетүү жиктеринин кесилиштерин болтурбоо;

алып кетүүчү планкаларды жана жиктердин сапатын контролдоонун сындырбоочу ыкмаларын колдонуу-ширетилген бирикмелер үчүн;

бүтүн дубалдуу конструкцияларда торчолууларга караганда чыңалуу концентратору аз экендигин эске алуу;

капталдуу жиктерди биригүү огуна чейин ар бир тараптан 25 мм жакын алып келбөө - каптама менен капталган элементтердин биригүүлөрүндө;

четтерин гильотиндик кесүүдө жана тешиктерди басууда, кесилиш элементтеринин эң кичинекей калыңдыгын колдонуу;

бурулуу конструкциялардын чоюлган элементтерине байланыш фасонкаларын, көмөкчү жана башка экинчи маанидеги элементтерди бекитүү.

13.3 Ширетилген бирикмелерде калыңдыгы $s \geq 25$ мм болгон С355 болоттордон жасалган прокатты колдонууда таврдуу жана бурчтуу бирикмелеринде, ошондой эле листтин калыңдыгы боюнча чоюлуучу чыңалууга дуушар болгон толук эриген ширетилген жиктерде жана калыңдыгы 40 ммден

жогору болгон калган прокатта катмардык бузулуу коркунучу пайда болот (ширетүү аракетинде пайда болгон прокаттын тегиздигине параллелдүү катмардуу жарылуулар түрүндөгү прокаттагы кемтик). Мындай кемтик жиктердин сапатын ультраүн менен контролдоодо байкалат.

Катмарлуу сынуунун пайда болушу бирикмелердин формасына жана ширетилген жиктердин жайгашуусуна, жиктин өлчөмүнө, ширетилүүчү элементтердин калыңдыгына, бириктирүүнүн катуулук даражасына жана ширетүү технологиясына, ошондой эле МАСТ 27772, МАСТ Р 54864, МАСТ Р 57837, МАСТ Р 58064 боюнча прокаттын үзгүлтүксүздүк категориясына жараша болот.

13.4 Прокаттын катмарлуу сынууга болгон жакындыгын, огу прокаттын бетине нормалдуу болгон үлгүлөрдө салыштырмалуу тарылуунун мааниси Ψ_Z боюнча чоюлууга сыноодо аныктоо керек.

13.5 Катмарлуу сынуу мүмкүндүгү төмөнкү шарттарды сактоо менен жокко чыгат

$$\Psi_{zp} \leq \Psi_{ZH},$$

мында Ψ_{zp} – тобокелдиктин суммалык фактору, %;

Ψ_{ZH} – колдонуудагы стандартка ылайык прокат үчүн тобокелдик факторунун ченелген, %, мааниси;

$\Psi_{ZH}=15$, $\Psi_{ZH}=25$, $\Psi_{ZH}=35$ Z15, Z25, Z35 прокат сапатынын топтору үчүн. Муну менен бирге, 13.3 боюнча прокат төмөнкүлөрдү канааттандырышы керек: В тиркемеси боюнча 1-топтун конструкциялары үчүн (МАСТ 27751 боюнча КС-3 классындагы курулмалар үчүн), ошондой эле фланецтик бирикмелер үчүн 15.9.10 боюнча жана листтин бетине карата күч нормалдуу болгон учурда - В тиркемеси боюнча 35-топтогу башка конструкциялар үчүн (МАСТ 27751 боюнча КС-2 классындагы курулмалар үчүн) - Z25 сапат тобунун талаптары; В тиркемеси боюнча 4-топтун конструкциялары үчүн (МАСТ 27751 боюнча КС-1 классындагы курулмалар үчүн) - Z15 сапат тобунун талаптары.

Ψ_{zp} эсептик маани төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$\Psi_{zp} = \Psi_{z\phi} + \Psi_{zT} + \Psi_{zш} + \Psi_{zж} + \Psi_{zC}, \quad (174)$$

мында $\Psi_{z\phi}$ – бириктирүү формасы жана ширетүү жиктеринин жайгашуусу;

Ψ_{zT} – ширетилип жаткан прокаттын калыңдыгы;

$\Psi_{zш}$ – жик катети;

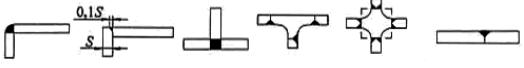
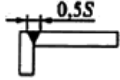
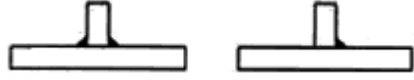
Ψ_{zC} – бириктирүүнүн катуулук даражасы;

- ширетүү технологиясынын таасири (өтмөктөрдүн санынын, жик ырааттуулуктун жана жылытуунун суммалык фактору).

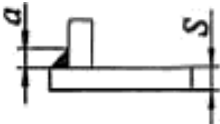
$\psi_{z\phi}$, ψ_{zT} , $\psi_{zШ}$, $\psi_{zЖ}$, ψ_{zC} маанилер 37-таблицада көрсөтүлгөн.

Материалдын калыңдыгы боюнча статикалык кысууга иштеп жаткан учурда эсептик маани 50% га кыскарып, динамикалык же термелүүчү жүктөмдөрдүн калыңдыгы боюнча иш-аракет болгон учурда 10% га көбөйтүлүшү мүмкүн.

37-т а б л и ц а

Бириктирүү формасы жана ширетүү жиктеринин жайгашуусу, $\psi_{z\phi}$	
Ширетилген бирикмелердин мүнөздөмөлөрү	Тобокелдик фактору, %
	$\psi_{z\phi} = -25$
Симметриялуу жайгаштырылган жик менен бурчтук бириктирүү	$\psi_{z\phi} = -10$
	
Ортоңку эритилген катмар менен туташуу	$\psi_{z\phi} = -5$
	
Бурчтук жиктер менен кадимки таврдуу бирикме	$\psi_{z\phi} = 0$
	
Толук же жарым-жартылай ширетүү менен бурчтук жиктер менен таврдуу бирикме	$\psi_{z\phi} = +3$
	

37-таблицанын аягы

Бириктирүү формасы жана ширетүү жиктеринин жайгашуусу, $\psi_{z\phi}$		
Ширетилген бирикмелердин мүнөздөмөлөрү		Тобокелдик фактору, %
Листтин бош учуна жакын жайгашкан бурч жиктүү бирикме		$\psi_{z\phi} = +5$
		
Толук ширетүү менен бурчтуу бирикме		$\psi_{z\phi} = +8$
		
Z багытта иштеген листтин S, мм, калыңдыгы, ψ_{zT}		$\psi_{zT} = 0,2S$
Бурчтуу жиктин катетинин чоңдугу, a, мм, ψ_{zIII}		$\psi_{zIII} 0,3a$
		
Бириктирүүнүн катуулук даражасы, $\psi_{zж}$		
Төмөн – эркин басылуусу мүмкүн		$\psi_{zж} = 0$
Орточо - жиктин кичирейиши жана конструкциянын майышуусу жарым-жартылай мүмкүн		$\psi_{zж} = +3$
Жогорку-жик басылбастан бекем бекилүүсүү		$\psi_{zж} = +5$
Ширетүү технологиясы, $\psi_{zс}$		
Өтүүлөрдүн саны	Бир	$\psi_{zс} = 0$
	Бир нече жолу	$\psi_{zс} = -2$
Жиктердин ырааттуулугу	Бирикменин бир жана экинчи тарабынан алмак-салмак	$\psi_{zс} = -2$
	Биринчи бирикменин бир тарабынан, андан кийин экинчи тарабынан	$\psi_{zс} = 0$
Ысытуу	Ысытуусуз	$\psi_{zс} = 0$
	Ысытуу менен	$\psi_{zс} = -8$

14 Болот конструкцияларынын бирикмелерин долбоорлоо

14.1 Ширетилген бирикмелер

14.1.1 Ширетилген бирикмери бар болот конструкцияларын долбоорлоодо төмөнкүлөрдү аткаруу керек:

14.1.2, 14.1.4-14.1.6 талаптарын эске алуу менен ширетилген жиктердин өлчөмүн дайындоо, ошондой эле эсептик жана конструкциялык ширетүү жиктеринин минималдуу зарыл санын колдонуу;

ширетүүнүн тандалган түрүн жана технологиясын эске алуу менен ширетип бириктирүүнү аткаруу жайларына эркин жетүүнү камсыз кылуу.

14.1.2 Ширетилген бирикмелердин негизги түрлөрү, конструкциялык элементтери жана өлчөмдөрү колдонуудагы ЧД боюнча кабыл алынышы керек.

14.1.3 Электроддорду, ширетүүчү зымдарды жана флюстарды тандоодо В жана Г тиркемелеринде көрсөтүлгөн конструкциялардын топторун жана температураны эске алуу керек.

14.1.4 Ширетилген бирикмелерди долбоорлоодо 13-бөлүмдүн талаптарына ылайык конструкциялардын морт сынуу мүмкүндүгүн жокко чыгаруу керек.

14.1.5 Болот конструкциялардын элементтеринин прокаттын калыңдыгы багытында чоюлуучу чыңалуулары бар таврдуу жана бурчтук ширетилген бирикмелерди долбоорлоодо металлдын катмарлуу бузулуу мүмкүнчүлүгүн болтурбоо үчүн ширетүү жиктеринин астында төмөнкүлөрдү аткаруу керек:

В тиркемесине ылайык 1-топтогу конструкциялар үчүн 13.5 ылайык прокаттын калыңдыгы багытында кепилденген механикалык касиеттери бар болотторду колдонуу;

төмөнкү бекемдиктеги жана жогорку ийкемдүүлүктөгү ширетүүчү материалдарды; ширетүүнүн калдык чыңалууларын азайтууга багытталган технологиялык ширетүү ыкмаларын колдонуу;

бир тараптуу бурчтук жикти колдонуудан баш тартып, эки тараптуу жикке өтүү;

бурчтук бирикмелерди таврдык менен алмаштыруу жана аларда асманын туурасынын элементтердин калыңдыгына 1ден кем эмес катышын камсыз кылуу;

эритилген металлдын көлөмүнүн азайышын камсыз кылган четки кесимдерди колдонуу.

14.1.6 Листтик деталдардын ширетилген дал келген бирикмелери толук ысытуу менен жана чыгаруу планкаларын колдонуу менен түз долбоорлонушу керек.

Монтаждык шарттарда негизин ысытуу менен бир тараптуу ширетүү жана калган болот каптоодо ширетүү колдонулат.

14.1.7 Ширетилген бурч жиктеринин өлчөмдөрү жана бириктирүү конструкциялары төмөнкү талаптарга жооп бериши керек:

а) k_f бурчтук жик катети $1,2t$ ашпашы керек, мында t - ширетилип жаткан элементтердин калыңдыгынын эң кичинеси;

фасондуу кесилген прокаттын тегеректелген четиндеги t калыңдыктагы жик катети $0,9t$ ашпоого тийиш;

б) бурчтук жик катети эсептөөнүн талаптарын канааттандырышы керек жана 38-таблицада көрсөтүлгөндөн кем болбошу керек, таврдуу эки тараптуу, ошондой эле катмарланган жана бурчтуу бирикмелерде ташуунун тереңдигин камсыз кылууда кемтиктердин, анын ичинде технологиялык жаракалардын жоктугун кепилдеген иш-чараларды камсыз кылууда жик катети (5 мм жана андан ашык) 38-таблицада көрсөтүлгөндөн аз, бирок 4 мм кем эмес кабыл алынат;

38-т а б л и ц а

Бирикменин тиби	Ширетүү түрү	Жиктин минималдуу катети k_f , мм, ширетилип жаткан элементтердин жоонураак калыңдыгында T^* , мм					
		4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40
Эки тараптуу бурчтуу жиктери бар таврдуу; так жана бурчтуу	Кол менен жаалуу, автоматтык жана механикалаштырылган	3	4	6	10	12	16
Бир тараптуу бурчтуу жиктери бар бурчтуу жана таврдуу		3	5	8	12	16	22

* $t \geq 0,6T$ шартында, мында t – ширетилип жаткан элементтердин ичинен ичкерээктеринин калыңдыгы.

Э с к е р т т ү ү л ө р

1 590 Н/мм² ашык туруктуулук чеги бар болоттон жасалган конструкцияларда жиктердин минималдуу катети даярдоо үчүн технологиялык регламенттер боюнча кабыл алуу керек.

2 40 мм ашык элементтердин калыңдыгында бардык болоттор үчүн ширетилген жиктин минималдуу катети k_f эсептөө боюнча кабыл алынышы керек.

3 Ширетиле турган элементтердин ичкерээк калыңдыгында $t \leq 0,6T$ ширетилген жиктин минималдуу катети k_f эсептөө боюнча, бирок $1,2t$ ашык эмес кабыл алынышы керек.

в) бурч жиктин эсептик узундугу $4k_f$ кем эмес жана 40 мм кем болбошу керек;
 г) флангдуу жиктин эсептик узундугу, күчү бардык жикте иштеген жиктерди кошпогондо, $85\beta_f k_f$ ашпашы керек (бул жерде β_f - 39-таблица боюнча кабыл алынган коэффициент);

д) катмардын өлчөмү ширетилип жаткан элементтердин ичинен эң ичкесинен бештен кем эмес калыңдыкта болбошу керек;

е) бурч жиктеринин катеттеринин өлчөмдөрүнүн катышын 1:1 кабыл алуу керек; ширетилип жаткан элементтердин ар кандай калыңдыгында бирдей эмес катеттери бар тигиштер кабыл алынат; муну менен бирге, жукараак же жоонураак элементке жанаша турган катеттер 14.1.7 А) же б) талаптарын канааттандырышы керек;

ж) бурч жиктери негизги металлга жылмакай өтүү менен аткарылышы керек; эсептелген температурасы минус 45 Сдан төмөн болгон жерлерде курулган конструкцияларда, ошондой эле жылмакай өтүү ширетилген бирикмелердин чарчоосуна эсептелген каршылыктын жогорулашын камсыз кылган учурларда.

39-т а б л и ц а

Бүтүн кесилиштин ширетүү зымынын диаметриндеги ширетүүнүн түрү d , мм	Жиктин абалы	Коэффициент	Кадимки ширетүү режимдеринде жана жик катеттеринде β_f жана β_z коэффициенттердин мааниси, мм			
			3-8	9-12	14-16	св.16
Автоматтык $d=3-5$ болгондо	«Кайыкча»	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Төмөн	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматтык жана механикалык $d=1,4-2$ болгондо	«Кайыкча»	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Төмөн, горизонталдуу, вертикалдуу	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Кол менен жана механикалык $d<1,4$ же порошок зым болгондо	«Кайыкча»	β_f	0,7			
	Төмөн, горизонталдуу, вертикалдуу, шыптуу	β_z	1,0			

14.1.8 Өлчөмү эсептөөгө ылайык белгиленген бурч жиктери үчүн төмөнкү шарттарды канааттандырган ширетүүчү материалдарды колдонуу керек:

$R_{wf} > R_{wz}$ – механикалык ширетүүдө;

$1,1R_{wz} \leq R_{wf} \leq R_{wz}\beta_z / \beta_f$ – колго ширетүүдө;

$R_{wz} < R_{wf} < R_{wz}\beta_z / \beta_f$ – автоматташтырылган ширетүүдө.

(β_f жана β_z – ширетүүчү технологиясына жана жик катетине көз каранды жана 39-таблицада аныкталган коэффициенттер).

14.1.9 Элементтердин таврдуу бирикмелериндеги бир тараптуу бурч жиктери жылытылуучу жайларда агрессивдүү эмес же аз агрессивдүү чөйрөдө (КЧЖЭ 2.03.11 боюнча классификация) пайдаланылуучу МАСТ 27751 классификациясы боюнча жоопкерчиликтин нормалдуу жана төмөндөтүлгөн деңгээлиндеги конструкцияларында колдонулушу керек:

ортоңку катуу кырларды жана диарагмаларды бекитүү үчүн;

ширетилген жуптаврлардын жээк жиктери үчүн - 2 жана 3-топтордогу конструкцияларда (дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгү бар устундардан тышкары $\lambda_w \sqrt{6R_y} / \sigma_f$ *) колонналардагы жана мамылардагы дубалдын 12 мм чейинки калыңдыгында t_w жана 10 мм чейин устундарда, муну менен бирге 15.3.3 жана 15.5.5 талаптарды аткаруу керек;

для всех конструктивных элементов - в конструкциях группы 4.

Имараттардын жана курулмалардын конструкцияларында бир тараптуу бурч жиктерин колдонууга болбойт:

КС-3 классы (МАСТ 27751);

сейсмикалуулугу 8 балл жана андан жогору райондорго курулуучу;

эсептик температурасы минус 45% дан төмөн болгон аймактарда;

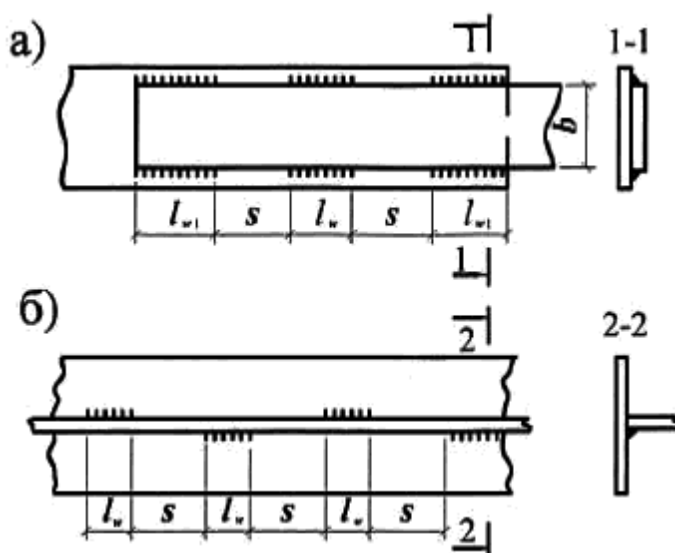
иштөө режими 7К (металлургия өндүрүшүнүн цехтеринде) жана КЧЖЭ 2.01.07 классификациясы боюнча 8К болгон крандары бар имараттарда 1, 2, 3-топтордун конструкцияларында;

8.2.3, 8.2.6 жана 8.2.7 талаптарына ылайык эсептелген рамалык конструкциялардын устундарында жана ригелдеринде.

14.1.10 Үзгүлмө бурчтук ширетүү жиктери статикалык жүктөмдө жана минималдуу өлчөмдөгү үзгүлтүксүз жиктин ашыкча жүк көтөрүү мүмкүндүгүндө төмөндөгүчө колдонулушу керек: 4-топтогу конструкциялардагы бирикмелер үчүн; бардык райондордо 3-топтогу реконструкциялануучу конструкцияларда (эсептик температурасы минус 45°Сдан төмөн болгондордон тышкары); агрессивдүү эмес же аз агрессивдүү чөйрөлөрдө колдонулуучу.

Ширетүү жиктеринин өлчөмдөрү 14.1.7 талаптарына жооп бериши керек.

Ширетилген жиктердин участокторунун ортосундагы s аралык (19-сүрөт) төмөнкү маанилердин биринен ашпоого тийиш: кысылган элементте 200 мм, $12t_{min}$ кысылган элементте ($12t_{min}$ - бириктирилүүчү элементтердин эң ичкесинин калыңдыгы), $16 t_{min}$ чоюлган элементте. 4-топтогу конструкцияларда s аралыкты 50% га көбөйтүшөт.



а – каттама бирикмеде; б – таврдык бирикмеде

19-сүрөт – Үзүлмө бурчтуу ширетилген жиктердин схемасы

Үзүлмө жиктерде элементтердин бириктирүүчү бөлүктөрүнүн учтарында жик каралышы керек; пластинкалардан жасалган курамдуу кесилиштин элементтеринде бул жиктин l_{w1} узундугу $0,75b$ кем болбошу керек, мында b – бириктирилүүчү тарыраак пластинкалардын туурасы.

14.1.11 Тешиктердин же көзөнөктөрдүн периметри боюнча жайгашкан бурчтуу ширетилген жиктер катмарлоо тегиздигинде күч-аракеттерди өткөрүп берүү, катмарлоо элементтеринин же элементтердин конструкциялык бирикмелеринин туруктуулугунун жоголуусун болтурбоо үчүн 14.1.10 каралган учурларда катмарлоо бирикмелерде колдонулушу керек.

14.1.12 Эритилген металл менен тегерек же жаракалуу тешиктердин бүт аянтын толтуруучу тыгынды жиктер 14.1.10 каралган учурларда гана катмарлоо элементтеринин туруктуулугунун жоголуусун болтурбоо үчүн же элементтердин конструкциялык бирикмелери үчүн колдонулушу керек.

Тыгынды жиктердин калыңдыгы төмөнкүдөй болушу керек: бургуланган же кесилген элементтин t калыңдыгынан кем эмес, бирок 16 ммден көп эмес; кесиктин $0,1$ узундугунан же $0,45d$ же $0,45b$ маанилеринен кем эмес (бул жерде d жана

$b - d \geq t + 8$ мм жана $b \geq t + 8$ мм барабар болгон тешиктин диаметри жана кесиктин туурасы).

Тешиктердин борборлорунун же узунунан кеткен кесиктердин окторунун ортосундагы аралык $4d$ же $4b$ аз болбошу керек.

14.1.13 Жылышуу күчүнүн бир бөлүгү фрикциялык бирикме менен, ал эми бир бөлүгү - ширетилген жиктер менен кабыл алынган комбинациялык бирикмелер, ширетүү, буроолор эсептөө күчүнө бекемдегенден кийин жана зарыл болгон учурда аларды кийинчерээк тартуу мүмкүнчүлүгү менен аткарылган шартта колдонулат.

Фрикциялык жана ширетилген бирикмелердин ортосунда күчтү бөлүштүрүү алардын жүк көтөрүү жөндөмүнө жараша кабыл алынышы керек. Комбинациялык бирикмелерде буроолорду контролдук тартуусуз колдонууга, ошондой эле кесилген бирикмелерди колдонууга жол берилбейт.

14.1.14 Бирикменин оордук борбору аркылуу өткөн N октук күчүнүн таасири астында ширетилген муун бирикмелерин эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$N / (t l_w R_{wy} \gamma_c) \leq 1, \quad (175)$$

мында t – бириктирилүүчү элементтердин калыңдыгынын эң кичинеси

l_w – ширетүүнүн болжолдуу узундугу $2t$ азайтылган же эгерде жиктин учтары муундан чыгып турса, анын толук узундугуна барабар болгон ширетилген жиктин эсептик узундугу.

металл туруктуулук чегине жеткенден кийин дагы эксплуатациялоо мүмкүн болгон $R_u / \gamma_u > R_y$ катыштагы болоттон жасалган, ошондой эле туруктуулук чеги $R_{yn} > 440$ Н/мм² болгон болоттон жасалган элементтердин ширетилген дал келтирилген бирикмелерди эсептөөдө (175) формулада R_{wy} ордуна R_{wy} / γ_u кабыл алынышы керек.

14.1.15 Сапатты үзгүлтүксүз контролдоо жок болгон учурда бузбай турган ыкмалар менен аткарылган ширетилген улама бирикмелер ошол эле жиктин кесилишиндеги нормалдуу σ_{wx} жана σ_{wy} жана тийүүчү τ_{wxu} чыңалуулардын бир эле учурдагы аракетинде, анда төмөнкүнү кабыл алуу менен (44) формула боюнча текшерүү керек

$$\sigma_x = \sigma_{wx}, \quad \sigma_y = \sigma_{wy}, \quad \tau_{xy} = \tau_{wxu}, \quad R_y = R_{wy}.$$

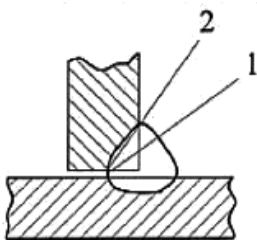
14.1.16 Бирикменин оордук борбору аркылуу өтүүчү N күчүнүн таасиринде бурч жиктүү ширетилген бирикмени эсептөө эки кесилиштин бири боюнча (20-сүрөт) кесүүгө (шарттуу) төмөнкү формулалар боюнча аткарылышы керек:

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} \leq 1 \text{ болгондо жиктин металлы боюнча } \frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1; \quad (176)$$

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} > 1 \text{ болгондо эрименин чегиндеги металл боюнча } \frac{N}{\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c} \leq 1, \quad (177)$$

мында l_w – жиктин ар бир үзгүлтүксүз участкасынан 1 см кемитүү менен анын бардык участокторунун суммалык узундугуна барабар болгон ширетилген бирикмелердеги жиктердин эсептик узундугу;

β_f, β_z – 39-таблица боюнча кабыл алынуучу коэффициенттер.



1 – жиктин металлы боюнча; 2 – эрименин чегиндеги металл боюнча

20-сүрөт - Бурч жиктүү ширетилген бирикменин эсептик кесилиштеринин схемасы

14.1.17 Жиктердин жайгашуу тегиздигине перпендикулярдуу тегиздиктеги M моментинин аракетинде бурч жиктүү ширетилген бирикмелерди эсептөө эки бөлүктүн бири боюнча (шарттуу) кесүүгө (20-сүрөттү караңыз) төмөнкү формулалар боюнча аткарылышы керек:

жиктин металлы боюнча

$$M / (W_f R_{wf} \gamma_c) \leq 1; \quad (178)$$

эрименин чегиндеги металл боюнча

$$M / (W_z R_{wz} \gamma_c) \leq 1, \quad (179)$$

мында W_f жана W_z – жиктин металлы боюнча жана эрименин чегиндеги металл боюнча ширетилген бирикмелердин эсептик кесилиштеринин каршылык моменттери.

14.1.18 Бул жиктер жайгашкан тегиздиктеги M моментинин аракетинде бурч жиктүү ширетилген бирикмелерди эсептөө эки бөлүктүн бири боюнча (шарттуу) кесүүгө (20-сүрөттү караңыз) төмөнкү формулалар боюнча аткарылышы керек:

жиктин металлы боюнча

$$\frac{M \sqrt{x^2 + y^2}}{(L_{fx} + L_{fy}) R_{wf} \gamma_c} \leq 1; \quad (180)$$

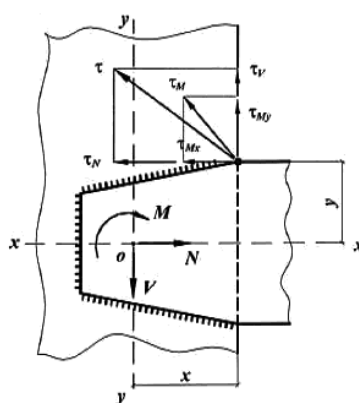
эрименин чегиндеги металл боюнча

$$\frac{M \sqrt{x^2 + y^2}}{(L_{zx} + L_{zy}) R_{wz} \gamma_c} \leq 1, \quad (181)$$

мында x жана y – бул бирикменин эсептелген кесилишинин O оордук борборунан эң алыс жайгашкан ширетилген бирикменин чекитинин координаттары (21-сүрөт);

L_{fx} , L_{fy} – жиктин металлы боюнча ширетилген бирикменин эсептелген кесилишинин анын негизги x - x жана y - y огуна карата инерция моменттери;

L_{zx} , L_{zy} – ошондой эле, эрименин чегиндеги металл боюнча.



21-сүрөт – Ширетилген бирикменин эсептик схемасы

14.1.19 Бурч жиктүү ширетилген бирикмени узунунан кеткен N жана туурасынан кеткен V күчтөрдүн жана M моментинин бир эле мезгилдеги аракетинде эсептөөдө (21-сүрөттү караңыз) төмөнкү шарттар аткарылышы керек

$$\tau_f / (R_{wf} \gamma_C) \leq 1 \text{ жана } \tau_z / (R_{wz} \gamma_C) \leq 1, \quad (182)$$

мында τ_f жана τ_z – жиктин металлы боюнча жана эрименин чегиндеги металл боюнча ширетилген бирикменин эсептик кесилишинин чекитиндеги төмөнкү формула боюнча аныкталуучу чыңалуу

$$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + (\tau_V + \tau_{My})^2}. \quad (183)$$

14.1.20 Калыңдыгы 4 мм чейин болгон элементтердин жаалык ширетүүнүн чекиттик жиги менен каптама бирикмени аткарууда, бир чекиттин жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгү эки чектик мааниден азына барабар болушу керек:

кесүүдө

$$N_s = 0,28d^2 R_{wun}; \quad (184)$$

жулууда

$$N_t = \beta dt R_{un}, \quad (185)$$

мында d – бириктирилүүчү элементтердин тегиздигиндеги колдонуудагы ЧД боюнча кабыл алынуучу чекиттик жиктин диаметри;

$\beta=1,1$ бирдей калыңдыктагы элементтерди ширетүүдө;

$\beta=1,9$ 2 же андан ашык эсеге айырмалануучу ар кандай калыңдыктагы элементтерди ширетүүдө; калыңдыгындагы айырма аз болгондо β маани интерполяция боюнча кабыл алынышы керек;

t – ширетилип жаткан элементтердин калыңдыктарынын кичинекейи.

14.2 Буроолуу бирикмелер

14.2.1 Болот конструкцияларынын элементтеринин буроолуу бирикмелери үчүн Г.3-Г.7, Г.9 таблицаларына ылайык буроолорду колдонуу керек (Г тиркеме).

14.2.2 Буроолорду 40-таблицанын талаптарына ылайык, муну менен бирге уламаларда жана түйүндөрдө – минималдуу аралыкта, ал эми бириктирүүчү конструкциялык болттор – максималдуу аралыкта жайгаштыруу керек.

Бир текченин бурчун шахматтык тартипте жайгашкан буроолор менен бекитүүдө анын аягынан алысырак жайгашкан көзөнөк четине жакын турган белгиге жайгаштырылышы керек.

14.2.3 А тактык классындагы буроолорду чогулган элементтерде долбоордук диаметрге же айрым элементтерде жана деталдарда кондукторлор боюнча бургуланган же айрым деталдарда андан ары чогулган элементтерде долбоордук диаметрге чейин бургалап тешүү менен кичинекей диаметрге бургуланган же басып тешилген бирикмелер үчүн колдонуу керек.

В тактык классындагы буроолор көп буроолуу бирикмелерде 375 Н/мм^2 чейин туруктуулук чеги бар болоттон жасалган конструкциялар үчүн колдонулушу керек.

Буроолор негизинен чоюу үчүн иштеген бирикмелерде В тактык классындагы же жогорку бекемдиктеги буроолорду колдонуу керек.

14.2.4 Кесилбеген бөлүктүн узундугу боюнча ар кандай диаметрдеги диаметри бар буроолорду бул буроолор кесүү үчүн иштеген бирикмелерде колдонууга болбойт.

14.2.5 Жылышуу күчүн кабыл алган буроонун сайы түзүмдүк конструкциялардын элементтеринде, электр берүү чубалгыларынын таянычтарында жана ачык бөлүштүрүүчү түзүлүштөрдө, ошондой эле сырткы элементтин калыңдыгы 8 ммге чейинки бирикмелерде бириктирүүчү элементтердин пакетинен тышкары болушу керек; калган учурларда буроонун сайы гайка капталындагы четки элементтин калыңдыгынын жарымынан көбүнө же 5 мм ашык тешикке кирбеши керек.

14.2.6 Буроолорго шайбаларды КР КЧЖЭ 52-01 боюнча орнотуу керек.

А жана В тактык класстарынын буроолору бар эсептик бирикмелерде (көмөкчү конструкцияларды бекитүүдөн тышкары) гайкалардын өз алдынча буралып чыгуусуна каршы чаралар каралышы керек. Серпилги шайбаларды, экинчи гайкаларды же гайкаларды өз алдынча буралып чыгуусунан бекитүүнүн башка ыкмаларын колдонуу боюнча чечимдер КМ баскычынын жумушчу чиймелеринде көрсөтүлүшү керек.

14.2.7 Бириктирилүүчү деталдардын жана элементтердин кыйгач беттерине (жуптаврдын жана швеллердин текчелеринин ички бети) буроо же гайка баштарынын астына ийилген шайбаларды орнотуу керек.

14.2.8 Прокат элементтериндеги буроолор үчүн көзөнөктүн диаметри 40-таблицанын 1-эскертмесине дал келиши керек.

Бириктирилүүчү элементтердин аралыгынын жана туруктуулук чегинин мүнөздөмөлөрү	Буроолорду жайгаштыруудагы аралык
а) минималдуу: $R_{yn} \leq 375 \text{ Н/мм}^2 \text{ болгондо}$ $R_{yn} > 375 \text{ Н/мм}^2 \text{ болгондо}$ б) чоюлууда жана кысууда кыюуланган бурчтары жок болгон учурда четки катарларда максималдуу в) кыюуланган бурчтары болгондо ортоңку катарларда, ошондой эле четки катарларда максималдуу: чоюлууда кысууда 2 Буроо үчүн көзөнөктүн борборунан элементтин четине чейинки аралык а) күч-аракет боюнча минималдуу: $R_{yn} \leq 375 \text{ Н/мм}^2 \text{ болгондо}$ $R_{yn} > 375 \text{ Н/мм}^2 \text{ болгондо}$ б) ошондой эле, күч-аракеттин башынан аягына чейин: кесилген оюктарда прокаттык оюктарда в) максималдуу г) каалаганда оюкта жана ар кандай күч-аракет багытында фрикциялык бирикмеде минималдуу	$2,5d$ $3d$ $8d$ же $12t$ $16d$ же $24t$ $12d$ же $18t$ $2d$ $2,5d$ $1,5d$ $1,2d$ $4d$ же $8t$ $1,3d$

40-таблицанын аягы

Бириктирилүүчү элементтердин аралыгынын жана туруктуулук чегинин мүнөздөмөлөрү	Буроолорду жайгаштыруудагы аралык
3 Шахматтык тартипте жайгашкан буроолор үчүн күч-аракет боюнча көзөнөктөрдүн борборлорунун ортосундагы минималдуу аралык	$u + 1,5d$
40-таблицада кабыл алынган белгилер: d – буроо үчүн көзөнөктүн диаметри; t – ичкерээк сырткы элементтин калыңдыгы; u – көзөнөктөрдүн катарларынын ортосундагы күч аралыгы Э с к е р т ү л ө р 1 Көзөнөктөрдүн диаметрин төмөнкүдөй кабыл алуу керек: А тактык классындагы буроолор үчүн – $d=d_b$; ВЛ, ОРУ жана КС тирөөчү конструкцияларында В тактык классындагы буроолор үчүн – $d=d_b+1$ мм, калган учурларда – $d=d_b+ (1; 2 \text{ же } 3 \text{ мм})$, мында d_b – буроонун диаметри. 2 Чоюлууга туруктуу иштегендерден тышкаркы торчонун элементтеринин бир буроолук бирикмелеринде (раскостор жана распоркалар), болоттон жасалган элементтин калыңдыгы 375 Н/мм^2 туруктуулук чеги менен 6 мм чейин болсо, элементтин четинен күч-аракетти бойлото көзөнөктүн борборуна чейинки аралык $1,35d$ кабыл алынат (элементтерди азайуу жагына даярдаганда жетүү мүмкүнчүлүгүсүз, бул туурасында долбоордо көрсөтүлүшү керек). 3 Буроолорду шахмат тартибинде 3-позицияда көрсөтүлгөндөн кем эмес аралыкта жайгаштырууда, A_n элементинин кесилишин күч-аракеттин башынан аягына чейин бир кесилиште жайгашкан (зигзаг эмес) көзөнөктөрдөн бошотууну эске алуу менен аныктоо керек.	

14.2.9 Бир буроо менен кабыл алынышы мүмкүн болгон эсептик күч-аракет, чыңалуунун түрүнө жараша төмөнкү формулалар боюнча аныкталышы керек:

кесүүдө

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c; \quad (186)$$

бырыштырууда

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c; \quad (187)$$

чоюуда

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c, \quad (188)$$

мында R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} – бир буроолуу кесилиштердин эсептик каршылыгы;

A_b жана A_{bn} – брутто буроонун өзөгүнүн жана нетто сайлуу бөлүгүнүн Г.9 таблицасына ылайык кабыл алынуучу кесилишинин аянты;

n_s – бир буроонун эсептик кесүүлөрүнүн саны;

d_b – буроонун өзөгүнүн сырткы диаметри;

$\sum t$ – бир багытта бырышкан бириктирүүчү элементтердин эң кичинекей калыңдыгы;

γ_c – 1-таблица боюнча аныкталуучу иштөө шарттарынын коэффициентти;

γ_b – 41-таблица боюнча аныкталуучу жана 1,0 дөн көп эмес кабыл алынган буроолуу бирикмелердин иштөө шарттарынын коэффициентти.

41-таблица

Мүнөздөмө		Болоттун, бириктирилүүчү элементтердин, Н/мм ² туруктуулук чеги R_{yn}	$a/d, s/d$ маанилери	γ_b коэффициенттин мааниси
буроолуу бирикмелер	чыңалуу абалы			
Бир буроолуу, А, В тактык классындагы же жогорку бекемдиктеги буроо	Кесүү	-	-	1,0
	Бырышуу	285 чейин	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4 a/d + 0,2$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$a/d - 0,7$
		285 жогору 375 чейин	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5 a/d$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$0,67 a/d - 0,25$
	375 жогору	$a/d \geq 2,5$	1,0	
Көп буроолуу, А тактык классындагы буроо	Кесүү	-	-	1,0
	Бырышуу	285 чейин	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4 a/d + 0,2$
			$2 \leq s/d \leq 2,5$	$0,4 s/d$
		285 жогору 375 чейин	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5 a/d$
			$2 \leq s/d \leq 2,5$	$0,5 s/d - 0,25$
		375 жогору	$a/d \geq 2,5$	1,0
$s/d \geq 3$				

41-таблицада кабыл алынган белгилер:

a – күч-аракетти бойлой элементтин четинен жакынкы көзөнөктүн ортосуна чейинки аралык;

s – күч-аракетти бойлой көзөнөктөрдүн борборлорунун ортосундагы аралык;

d – буроо үчүн көзөнөктүн диаметри.

41-таблицанын аягы

Мүнөздөмө	Болоттун, бириктирилүүчү элементтердин, H/mm^2 туруктуулук чеги R_{yn}	$a/d, s/d$ маанилери	γ_b коэффициенттин мааниси
Эскертүүлөр 1 В тактык классындагы буроолордо, ошондой эле жөнгө салынуучу чыңалуусу жок жогорку бекемдиктеги буроолордо бириктирилүүчү элементтердин болот R_{yn} туруктуулук чегинин бардык маанилеринде көп буроолуу бирикмелерди кесүүгө жана бырышууга эсептөө үчүн γ_b коэффициентинин мааниси 0,9 га көбөйтүлүшү керек. 2 Көп буроолуу бирикмелерди бырышууга эсептөө үчүн d, a, s кабыл алынган маанилеринде эсептелгенден аз γ_b маанини кабыл алуу керек.			

14.2.10 Буроолуу бирикмеге бирикменин оордук борбору аркылуу өткөн N күчү таасир эткенде, бул күчтү буроолордун ортосунда бөлүштүрүү бирдей кабыл алынышы керек. Бул учурда, бирикмедеги буроолордун саны төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$n \geq N / N_{b,min}, \quad (189)$$

мында $N_{b,min}$ – 14.2.9 талаптарына ылайык эсептелген N_{bs} , N_{bp} жана N_{bt} маанилердин эң кичинекейи.

Уламада жылышуу күчүн бойлой четки буроолордун ортосундагы l аралык $16d$ ашкан учурларда, (189) формуладагы n мааниси 0,75 тен кем эмес кабыл алынган $\beta = 1 - 0,005(l/d - 16)$ коэффициентке бөлүү жолу менен көбөйтүлүшү керек. Бул талап бирикменин бүткүл узундугу боюнча күч-аракет жумшоодо эске алынбайт (мисалы, устундун жээктүү бирикмесинде).

14.2.11 Буроолуу бирикмеге бириктирилген элементтердин жылышуусуна алып келген моменттин таасири болгондо, күч-аракетти буроолорго бөлүштүрүү бирикменин оордук борборунан каралып жаткан буроого чейинки аралыкка пропорционалдуу кабыл алынышы керек.

Жүктөмү көп буроодогу $N_{b,max}$ күч-аракет 14.2.9 талаптарына ылайык эсептелген N_{bs} же N_{bp} маанилеринин кичинекейинен чоң болбошу керек.

14.2.12 Буроолуу бирикмеге бир тегиздикте иштеген жана бириктирилген элементтердин жылышуусуна алып келген күч менен моменттин таасири болгон учурда буроолор бирдей аракет күчүнө текшерилиши керек. Эң көп жүктөмдөгү

буроодо ал 14.2.9 талаптарына ылайык эсептелген N_{bs} же N_{bp} маанилеринин кичинекейинен чоң болбошу керек.

14.2.13 Буроолуу бирикмеге буроонун кесилишине жана чоюлушуна алып келген күч-аракеттер бир эле учурда таасир эткенде, өтө чыңалуудагы буроону (188) формула менен текшерүү менен бирге төмөнкү формула боюнча дагы текшерүү керек

$$\sqrt{(N_s / N_{bs})^2 + (N_t / N_{bt})^2} \leq 1, \quad (190)$$

мында N_s жана N_t – буроого таасир эткен кесүүчү жана чоюучу күч-аракет;

N_{bs} , N_{bt} - 14.2.9 талаптарына ылайык аныкталган эсептелген күч-аракеттер.

14.2.14 Бир элементтин экинчисине прокладка же башка аралык элементтер аркылуу бекитилишинде, ошондой эле бир тараптуу накладкасы бар элементтерде буроолордун саны эсептөөгө салыштырмалуу 10% га көбөйтүлүшү керек.

Бурчтардын же швеллерлердин чыгып турган текчелерин кыска бекиткичтердин жардамы менен бекиткенде, ушул текчеге кыска бекиткичтерди бекиткен буроолордун саны эсептөөнүн натыйжасына салыштырмалуу 50% га көбөйтүлүшү керек.

14.2.15 Негизги (анкердик) буроолор КЧЖЭ 2.09.03 талаптарына ылайык текшерилиши керек.

14.3 Фрикциялык бирикмелер (контролдук тартыла турган буроолордо)

14.3.1 Контролдук тартыла турган буроолорду тартуунун натыйжасында бириктирилүүчү элементтердин тийүүчү беттеринде пайда болгон сүрүлүү аркылуу күч-аракет берилген фрикциялык бирикмелери төмөндөгүлөрдө колдонулушу керек:

375 Н/мм² жогору туруктуулук чегиндеги болоттон жасалган конструкцияларда жана кыймылдуу, термелүүчү жана башка динамикалык жүктөмдөрдү түздөн-түз кабыл алуучу конструкцияларда;

майышууну чектөөгө карата жогорулатылган талаптар коюлган көп буроолуу бирикмелерде.

14.3.2 Фрикциялык бирикмелерде буроолор, гайкалар жана шайбалар 5.7 талаптарына ылайык колдонулушу керек.

Буроолор 40-таблицанын талаптарына ылайык жайгаштырылышы керек.

14.3.3 Бир жогорку бекемдиктеги буроо менен тартылган элементтердин ар бир сүрүлгөн бети кабыл алышы мүмкүн болгон эсептик күч-аракет төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$Q_{bh} = R_{bt} A_{bn} \mu / \gamma_h, \quad (191)$$

мында R_{bt} – 6.5 талаптарына ылайык аныкталуучу жогорку бекемдиктеги буроонун чоюлууга эсептик каршылыгы;

A_{bn} – Г.9 таблицасына ылайык кабыл алынуучу буроонун сайы боюнча кесилишинин аянты (Г тиркемеси);

μ – 42 таблица боюнча кабыл алынуучу сүрүлүү коэффициенти;

γ_h – 42 таблица боюнча кабыл алынуучу коэффициент.

42-т а б л и ц а

Бириктирилген беттерди иштетүү (тазалоо) ыкмасы	Сүрүлүү коэффициенти μ	Көзөнөктөрдүн жана буроолордун номиналдуу диаметрлери айырмаланганда буралуу моменти боюнча буроолордун тартылуусун контролдоодогу γ_h коэффициенти, мм, жүктөмдө учурунда	
		динамикалык $\delta = 3 - 6$;	динамикалык $\delta = 1$;
		статикалык $\delta = 5 - 6$	статикалык $\delta = 1 - 4$
1 Эки тегиздиктеги талкалоочу жана майдалап чачуучу консервациясыз	0,58	1,35	1,12
2 Эки тегиздиктеги газ күйүүчү консервациясыз	0,42	1,35	1,12
3 Эки тегиздиктеги болот щеткалуу консервациясыз	0,35	1,35	1,17
4 Тазалоосуз	0,25	1,70	1,30
Э с к е р т ү ү – Гайканын бурулуш бурчу боюнча буроолордун тартылуусун контролдоодо γ_h маанилерди 0,9 га көбөйтүү керек.			

14.3.4 Фрикциялык бирикмеге бириктирилген элементтердин жылышына алып келген жана бирикменин оордук борбору аркылуу өткөн N күчү таасир эткенде, бул күчтү буроолордун ортосунда бөлүштүрүү бирдей кабыл алынышы

керек. Бул учурда бирикмедеги буроолордун саны төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$n \geq N / (Q_{bh} k \gamma_b \gamma_c), \quad (192)$$

мында Q_{bh} – (191) формула боюнча аныкталуучу эсептик аракет;

k – бириктирилүүчү элементтердин сүрүлүү тегиздиктеринин саны;

γ_c – 1-таблица боюнча кабыл алынуучу иштөө шарттарынын коэффициенти;

γ_b – Фрикциялык бирикменин иштөө шарттарынын эсептик күч аракетти

кабыл алуу үчүн зарыл болгон буроолордун n санына көз каранды болгон жана төмөнкүлөргө барабар кабыл алынуучу коэффициенти:

0,8	<5 болгондо;
0,9	$5 \leq n < 10$ болгондо;
1,0	$n \geq 10$ болгондо.

14.3.5 Фрикциялык бирикмеге моменттин же күчтүн жана бириктирилген элементтердин жылышуусуна алып келген моменттин таасир этүүсүндө, буролордун ортосунда күч-аракеттерди бөлүштүрүү 14.2.11 жана 14.2.12 ылайык кабыл алынышы керек.

14.3.6 Фрикциялык бирикмеге бириктирилген элементтердин жылышына алып келген N күчүнөн тышкары буроолордун чоюлуусуна алып келген F күчү таасир эткенде, 14.3.4 талаптарына ылайык аныкталуучу коэффициентинин γ_b маанисин $(1 - N_t / P_b)$ коэффициентке көбөйтүү керек, мында N_t - бир буроого туура келген чоюлуучу күч-аракет, P_b - бирдей $P_b = R_{bt} A_{bn}$ барабар кабыл алынган болттун тартылуу күч-аракети.

14.3.7 Фрикциялык бирикмедеги буроонун диаметри $\sum t \leq 4d_b$ шартында кабыл алынышы керек, мында $\sum t$ – бириктирилүүчү элементтердин бир багытта жылышуучу жалпы калыңдыгы, d_b - болттун диаметри.

Буроолору көп болгон фрикциялык бирикмелерде алардын диаметри чоң болуп дайындалышы мүмкүн.

14.3.8 Долбоордо болоттун маркалары жана буроолордун, гайкалардын жана шайбалардын механикалык касиеттери жана алар боюнча жеткириле турган ЧД белгилери, бириктирилүүчү тегиздиктерди иштетүү ыкмасы, 14.3.6 ылайык кабыл алынуучу P_b октук күчү көрсөтүлүүшү керек.

14.3.9 Фрикциялык бирикмелерди долбоорлоодо буроолорду орнотуу, пакетти буроолор менен бекем тартуу жана гайкаларды динамометрикалык ачкычтарды, гайка бурагычтарды ж. б. колдонуу менен бурап бекитүү үчүн эркин жетүү мүмкүнчүлүгүн камсыз кылуу керек.

14.3.10 Баштарынын жана гайкаларынын көлөмү чоңойтулган жогорку бекемдиктеги буроолор үчүн жана көзөнөгү менен буроосунун номиналдык диаметри 3 ммден ашпаган, ал эми убактылуу каршылыгы 440 Н/мм²ден төмөн – 4 ммден жогору болбогон болоттон жасалган конструкцияларда гайканын астына бир шайба орнотулат.

14.3.11 Фракциялык бирикмеде көзөнөктөрдөн бошотулган бириктирүүчү элементтердин бекемдигин эсептөө, ар бир буроого туура келген күчтүн жарымы сүрүлүү күчтөрү менен берилгендигин эске алуу менен аткарылышы керек. Муну менен бирге, бошотулган кесилиштерди текшерүү төмөнкүдөй аткарылышы керек: кыймылдуу, термелүүчү жана башка динамикалык жүктөмдөрдө – A_n нетто кесилишинин аянты боюнча; статикалык жүктөмдөрдө – A брутто кесилишинин аянты боюнча ($A_n \geq 0,85A$ болгондо) же $A_{ef} = 1,18A_n$ шарттуу аянты боюнча ($A_n < 0,85A$ болгондо).

14.4 Курама устундардагы жээктүү бирикмелер

14.4.1 Курама жуптарвдуу устундун ширетилген жана фрикциялык жээктүү бирикмелери 43-таблицанын формулалары боюнча эсептелиши керек.

Жогорку жээкке бекитилген кыймылсыз топтолгон жүктөмдөрдү өткөрүп берүү үчүн туурасынан кеткен катуулук кырлары жок болгондо, ошондой эле төмөнкү жээкке кыймылсыз топтолгон жүктөмдү колдонууда, жүктөм колдонулган жерлерде катуулук кырлары болгонуна карабастан, жээктүү бирикмелер кыймылдуу жүктөм үчүн эсептелгендей эсептелиши керек.

Дубалдын жалпы калыңдыгына ысытуу менен жасалган ширетүү жиктерин дубал менен бирдей бекемдикте деп эсептөө керек.

43-т а б л и ц а

Жүктөмдүн мүнөзү	Жээктүү бирикмелер	Курама устундардагы жээктүү бирикмелерди эсептөө үчүн формулалар
Кыймылсыз	Ширетилген	$T / (n \beta_f k_f R_{wf} \gamma_c) \leq 1 \quad (193)$
	Ширетилген	$T / (n \beta_z k_f R_{wz} \gamma_c) \leq 1 \quad (194)$
	Фрикциялык	$T_s / (Q_{bh} k \gamma_c) \leq 1 \quad (195)$

43-таблицанын аягы

Жүктөмдүн мүнөзү	Жээктүү бирикмелер	Курама устундардагы жээктүү бирикмелерди эсептөө үчүн формулалар
Кыймылдуу	Ширетилген (эки тараптуу жиктер)	$\frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} \leq 1 \quad (196)$ $\frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} \leq 1 \quad (197)$
	Фрикциялык	$\frac{s\sqrt{T^2 + \alpha^2 V^2}}{Q_{bh} k \gamma_c} \leq 1 \quad (198)$
43-таблицада кабыл алынган белгилер: $T=QS/L$ – Q туурасынан кеткен күчтөн келип чыккан жээкти узундуктун бирдигине жылыштыруучу күч (бул жерде S – устундун жээгинин борбордук огуна салыштырмалуу статикалык брутто моменти); n – бурч жиктеринин саны: эки тараптуу жиктерде $n=2$, бир тараптуу жиктерде $n=1$; Q_{bh}, k - 14.3.3, 14.3.4 боюнча аныкталуучу параметрлер; $V = \gamma_f \gamma_{f1} F_n / l_{ef}$ – 8.2.2 жана 8.3.3 талаптарын эске алуу менен аныкталуучу узундуктун бирдигине топтолгон F_n жүгүнүн басымы (кыймылсыз жүктөр үчүн $\gamma_{f1}=1$); γ_f жана γ_{f1} - жүктөм боюнча туруктуулуктун коэффициенти; s – жээк буроолорунун арышы; α - төмөнкүлөргө барабар кабыл алынуучу коэффициент: дубал бекитилген устундун үстүңкү жээгине болгон жүктөмдө $\alpha=0,4$ жана дубал бекитилбегенде же төмөнкү жээкке болгон жүктөмдө $\alpha=1,0$.		

14.4.2 Көп листтүү жээк пакеттери бар фрикциялык жээктүү бирикмелердеги устундарда, ар бир листти өзүнүн теориялык оюгунан кийин бекитүү листтин кесилиши кабыл алышы мүмкүн болгон күч-аракеттин жарымына эсептелиши керек. Ар бир листти анын чыныгы оюгунун орду менен мурунку листтин оюгунун ордунун ортосундагы жерге бекитүү листтин кесилиши кабыл алышы мүмкүн болгон толук күч-аракетке эсептелиши керек.

15 Имараттарды, курулмаларды жана конструкцияларды долбоорлоо боюнча талаптар

15.1 Температуралык жиктердин ортосундагы аралыктар

Бир кабаттуу имараттардын жана курулмалардын болот каркастарынын температуралык жиктеринин ортосундагы l аралык 44-таблицада берилген l_u эң чоң маанисинен ашпоого тийиш.

44-таблицада берилген аралыктардан 5% дан көбүрөк ашып кетсе, ошондой эле дубалдар же башка конструкциялар менен каркастын катуулугун жогорулатканда эсептөөдө климаттык температуранын таасири, конструкциялардын катуу эмес майышуулары жана түйүндөрдүн ийкемдүүлүгү эске алынышы керек.

44-т а б л и ц а

Мүнөздөмө			Эң көп аралык, l_u , м, абанын эсептелген температурасында, С, (4.2.3)	
Имараттар жана курулмалар	багыты		$t \geq -45$	$t < -45$
Жылытылуучу имарат	температуралык жиктеринин ортосунда	Блокту бойлой (имараттын узундугу боюнча)	230	160
		Блокту тугурасты боюнча	150	110

Мүнөздөмө			Эң көп аралык, l_u , м, абанын эсептелген температурасында ,С, (4.2.3)	
Имараттар жана курулмалар	багыты		$t \geq -45$	$t < -45$
Жылытылуучу имарат	температуралык жиктин же имараттын учунан жакынкы вертикалдык байланыштын огуна чейин		90	60
Жылытылбаган имарат жана ысык цех	температуралык жиктеринин ортосунда	Блокту бойлой (имараттын узундугу боюнча)	200	140
		Блоктун туурасы боюнча	120	90
	температуралык жиктин же имараттын учунан жакынкы вертикалдык байланыштын огуна чейин		75	50
	Ачык эстакада	Блокту бойлой температуралык жиктеринин ортосунда	130	100
температуралык жиктин же имараттын учунан жакынкы вертикалдык байланыштын огуна чейин		50	40	
Э с к е р т ү ү - Имараттын же курулманын температуралык жигинин ортосунда эки вертикалдуу байланыш бар болсо, акыркылардын окторунун ортосундагы аралык төмөкүлөрдөн ашпоого тийиш: имараттар үчүн - 40-50 м жана ачык эстакадалар үчүн - 25-30 м, муну менен бирге минус 45 С температурада $t <$ тургузулган имараттар жана курулмалар үчүн көрсөтүлгөн аралыктардан аз аралык кабыл алынышы керек.				

15.2 Фермалар жана жабуулардын түзүмдүк плиталары

15.2.1 Фермалардын өзөктөрүнүн жана түзүмдөрүнүн октору бардык түйүндөрдө борборлоштурулушу керек. Өзөктөрдү ширетилген фермаларда кесилиштердин оордук борборлору боюнча (5 ммге чейин тегеректөө менен), ал эми буроолордо - четине жакын бурчтардын четтери боюнча борборлоштуруу керек.

Эгерде кесилиштер өзгөргөндө ферма жээктеринин огунун жылышуусу кичинекей кесилиш жээгинин бийиктигинин 1,5% ашпаса, ал эсепке алынбайт.

Түйүндөрдө эксцентриситеттер болгондо, фермалардын жана түзүмдөрдүн элементтери тиешелүү ийилүү моменттерин эске алуу менен эсептелиши керек.

Фермалардын түйүндөрүнөн тышкары жүктөмдөр колдонулса, жээктер узунунан кеткен күч-аракеттердин жана ийилүү моменттеринин биргелешкен аракетине ылайыкташтырылышы керек.

15.2.2 Элементтерди бириктирүүнүн жалпак фермаларын эсептөөдө фермалардын түйүндөрүндө допшулуу катары кабыл алынат:

элементтердин бурчтардан же таврлардан турган кесилиштеринде;

элементтердин жуптаврдуу, Н-түрдүү жана түтүкчөлүү кесилиштеринде, түйүндөрдүн ортосундагы элементтин узундугуна h кесилишинин бийиктигинин катышы төмөндөгүдөн ашпаса: 1/15 - эсептелген температурасы минус 45°C дан төмөн болгон райондордо пайдаланылуучу конструкциялар үчүн; 1/10 - калган райондордо пайдаланылуучу конструкциялар үчүн.

Жогоруда көрсөтүлгөн h/l катыштардан ашып кеткенде, түйүндөрдүн катуулугунан элементтердеги кошумча ийилүү моменттерин эске алуу керек.

15.2.3 Фасонкалуу ширетилген фермалардын түйүндөрүндөгү тор жана жээк элементтеринин четтеринин ортосундагы аралык $a=(6t-20)$ мм кем эмес, бирок 80 ммден көп эмес кабыл алынышы керек (бул жерде t - фасонканын калыңдыгы, мм)

Фермалардын жээктеринин бири-бирин улаган элементтеринин каптама менен жабылуучу учтарынын ортосунда 50 мм кем эмес боштук калтыруу керек.

Флангдык ширетилген жиктер, фермалардын торунун фасонкаларга бекитилүүчү элементтери элементтин учуна кеминде 20 мм узундукта чыгарылышы керек.

15.2.4 Тавр, жуптавр жана жалгыз бурчтары бар фермалардын түйүндөрүндө фасонкаларды жээктердин текчелерине улап бекитүү фасонканын бүткүл калыңдыгына ысытуу менен жүзөгө ашырылышы керек. 1-топтун конструкцияларында, ошондой эле эсептик температура минус 45°C төмөн болгон

райондордо пайдаланылчу конструкцияларда түйүндүү фасонкаларды жээктерге кошуу К тиркемесине ылайык аткарылышы керек (К.1-таблица, 7-позиция).

15.2.5 Түтүк жана жуптаврдуу кесилиштердин өзөктөрү бар жана тор элементтери жээкке түздөн-түз бекитилген (фасонкасыз) фермалардын түйүндөрүн эсептөөдө, долбоорлоо эрежелерине ылайык жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгүн текшерүү керек:

тордун элементтери кошулган жерлердеги жергиликтүү ийкемдүүлүктөгү (кысылууда) жээктин дубалдары - тегерек жана тик бурчтуу түтүктөр үчүн;

кысылган тор элементинин кошулган жериндеги жээктин каптал дубалы-тик бурчтуу түтүктөр үчүн;

бүктөөгө жээктин текчеси-жуптаврдуу кесилиш үчүн;

жээк дубалдары-жуптаврдуу кесилиш үчүн;

жээкке кошулган кесилишиндеги тор элементтери;

тор элементтеринин жээкке бекитилген жериндеги ширетилген жиктер.

Мындан тышкары, фермалардын жээктеринин катмарлуу бузулушун алдын алуу боюнча талаптарды сактоо керек (13.5).

15.2.6 Фермалардын 36 м жогору жабууларында туруктуу жана узак мөөнөттүү ченемдик жүктөмдөн ийилүүгө барабар курулуштук көтөрүүнү караштыруу керек. Жалпак чатырларда курулуштук көтөрүүнү жалпы ченемдик жүктөмдөн плюс 1/200 аралыктан ийилүүгө барабар кабыл алуу менен аралыктын өлчөмүнө карабастан кароо керек.

15.2.7 Төмөн түшүүчү тирөөч раскосу бар фермалар аралыгы 30 м ашпаган жана конструкциялардын түбүнө чейин бийиктиги 18 м чейинки КС-3 классындагы имараттарда жана курулмаларда (МАСТ 27751 боюнча) колдонулушу керек. Төмөн түшүүчү тирөөч раскосуу фермалары бар КС-3 жана КС-2 классындагы имараттарда (МАСТ 27751 боюнча) кран жабдуулары 1К-6К иштөө режими менен (КЧжЭ 2.01.07 боюнча), ал эми анын жүк көтөрүмдүүлүгү асма жабдууларын, 50 т 5 т көп ашпоого тийиш.

15.3 Колонналар

15.3.1 Эки тегиздиктеги торчолору бар өтмө колонналардын өткөрүүчү элементтери өткөрүүчү элементтин учтарында жайгашкан диафрагмалар менен бекемделиши керек.

Бир тегиздиктеги бириктирүүчү торчолору бар өтмө колонналарда диафрагмаларды кеминде 4 м кийин жайгаштыруу керек.

15.3.2 Бир тараптуу жээк жиктери бар колонналарда жана мамыларда 14.1.9 ылайык күч-аракетти өткөрүү зонасындагы байланыштарды, устундарды,

распоркаларды жана башка элементтерди бекитүү түйүндөрүндө бекитилүүчү элементтин (түйүндүн) контурунан ар бир тарабы боюнча $30 k_f$ узундукка чыгып турган эки тараптуу жээк жиктерин колдонуу керек.

15.3.3 Бириктирүүчү тордун фасонкасын колонналарга капталып бекитилген бурчтук жиктер эсептөө боюнча дайындалышы керек жана фасонканын эки тарабында колоннаны бойлото шахмат тартибинде өзүнчө участоктор түрүндө жайгаштырылышы керек; муну менен бирге, мындай жиктердин учтарынын ортосундагы аралык фасонканын калыңдыгынан 15 ашпашы керек.

Эсептелген температурасы минус 45°C төмөн болгон жерлерде курулган конструкцияларда, ошондой эле колго жаалык ширетүүнү колдонууда бурчтуу ширетилген жиктер фасонканын жалпы узундугу боюнча үзгүлтүксүз болушу керек.

15.3.4 Колонналардын монтаждык уламалар улантып ширетилген фрезерленген учтар менен, ширетилген жиктер же буроолуу, анын ичинде фрикциялык бирикмелери бар каптамаларда аткарылышы керек. Каптамаларды ширетүүдө ширетилген жиктер уламага ар тараптан 25 мм чейин жетпей туруусу керек. Мындай фланецтик бирикмелерди долбоорлоодо 15.9 талаптарын эске алуу керек.

15.3.5 Бутактары планкалар менен бириктирилген өтмө колонналарда төмөндөгүнү кабыл алуу керек:

аралык планкалардын туурасы b_s $-0,5b$ дан $0,75b$ чейин (бул жерде b -планканын тегиздигиндеги колоннанын габариттик туурасы);

четки планканын туурасы $1,3 b_s$ дан $1,7 b_s$ чейин.

15.4 Байланыштар

15.4.1 Имараттын ар бир температуралык блогунда курулмага кандай багытта болбосун таасир этүүчү жүктөмдөрдү кабыл алууга, ошондой эле элементтерди бошотууга жана туруктуулугун камсыз кылууга, ригелдердин (фермалардын), колонналардын жана каркастын башка элементтеринин жогорку жээк элементтеринин эсептик узундугун азайтууга жөндөмдүү мейкиндик системасына жалпак элементтерди бириктирүүчү өз алдынча байланыш системасы каралышы керек.

Сейсмикалык райондордо курулмаларды долбоорлоодо каркастын байланыш системасы КР КЧ 20-02 талаптарына ылайык келүүгө тийиш.

Иштетилип жаткан аймактардагы жана чөгүп кеткен жер кыртыштарындагы курулмаларды долбоорлоодо, ошондой эле конструкциялык карстка каршы иш-чаралар катары тиешелүү ченемдик документтерди жетекчиликке алуу зарыл.

15.4.2 Кран жолдорунун 12 м ашык аралыктагы устундарынын жана фермаларынын төмөнкү жээктери горизонталдык байланыштар менен бекемделиши керек.

15.4.3 Кран жолдорунун устундары бар имараттар үчүн негизги колонналардын ортосундагы вертикалдуу байланыштар бийиктиги боюнча эки деңгээлде жайгашат. Кран жолдорунун устундарынын деңгээлинен төмөндө байланыштар температура блогунун ортосунда же ортосуна жакын жайгаштырылышы керек; кран жолдорунун устундарынын деңгээлинен жогору болгон байланыштар имараттын учтары боюнча жана температура жиктерин жанаша турган колонна кадамдарында, ошондой эле төмөнкү деңгээлдеги байланыштар жайгашкан кадамдарда жайгашат.

Колонналардын бутактары жетиштүү катуу болбосо, имараттын узунунан кеткен багытта байланыш түйүндөрүнө бекитилген кошумча распоркаларды орнотуу керек.

Эки бутактуу колонналарда, эгер бутактардын ортосундагы аралык 500 мм ашык болсо, вертикалдуу байланыштарды колоннанын ар бир бутагынын тегиздигинде жайгаштыруу керек. Эки бутактуу байланыштардын бутактары бири-бирине тор менен туташтырылышы керек.

15.4.4 Жабуунун байланыш системасы төмөндөгүгө көз каранды: каркастын түрүнө (болот же аралаш); жабуу фермаларынын конструкциялык өзгөчөлүктөрүнө; чатыр устун фермаларынын, фахверктердин колонналарынын жана аларды каркастын жүк көтөрүүчү элементтерине бекитүүлөрдүн болуусуна; жабуунун түрүнө (сундурма же сундурмасыз); жабуунун катуу дискинин болушуна же жоктугуна; асма көтөрүү-транспорттук жабдуулардын болушуна; крандардын жүк көтөрүмдүүлүгүнө жана алардын иштөө режимине.

15.4.5 Сундурмалары бар имараттарда, колонналарга төмөнкү жээктер менен тирелген, өйдө карай ийилген чатыр устун фермалардын төмөнкү жээктеринин деңгээлинде туурасынан жана узунунан кеткен горизонталдуу байланыштар каралышы керек:

туурасынан кеткен горизонталдуу байланыштар имараттын ар бир аралыгынын учунда, ошондой эле имараттын температуралык жиктеринде каралышы керек; температура блогунун узундугу 144 м ашык болгондо жана жүк көтөрүмдүүлүгү 50 тонна болгон крандарда 60 м ашык эмес аралыктагы туурасынан кеткен горизонталдуу байланыштар каралышы керек;

туурасынан кеткен байланыштар менен бирге фермалардын төмөнкү тилкелеринин тегиздигинде катуу контурду түзгөн узунунан кеткен горизонталдуу байланыштар жүк көтөрүмдүүлүгү 10 тонна жана андан ашык көпүрө крандары менен жабдылган болот каркастуу көп кабаттуу имараттарда жана чатыр устун

фермалары бар имараттарда чатыр устун фермалардын төмөнкү жээктеринин четки панелдери боюнча каралышы керек; бир кабаттуу имараттарда фермалардын төмөнкү жээктери боюнча узунунан кеткен горизонталдуу байланыштар колонналардын эки катарынын бойлорунда каралышы керек.

Жүк көтөрүмдүүлүгү 50 тонна болгон, иштөө режимдеринин топтору 1К-6К (КЧЖЭ 2.01.07 боюнча) болгон көп кабаттуу имараттарда узунунан кеткен горизонталдуу байланыштар четки колонналардын бойлорунда жана бир катар аркылуу орто колонналардын бойлорунда жайгаштырылышы керек. Жүк көтөрүмдүүлүгү >50 тонна крандары бар, иштөө режимдеринин топтору 7К-8К болгон көп кабаттуу имараттарда, ошондой эле бийиктиктин айырмачылыгы бар имараттарда узунунан кеткен байланыштарды көтөрүлүп турган тирөөч устундары бар фермалардын төмөнкү жээктери боюнча жыш жайгаштырууну кароо керек. Чектеш аралыктардын бийиктиги бирдей болгондо, колонналардын ортоңку катарлары боюнча узунунан кеткен горизонталдуу байланыштар колонналардын четки катарларын бойлото иштелип чыккандай долбоорлонушу керек.

Эгерде эки туурасынан кеткен байланыштыруучу фермалардын ортосунда жайгашкан фермалардын төмөнкү жээктеринин панелдеринин горизонталдуу тегиздигиндеги ийкемдүүлүк 10.4 канааттандырбаса, анда ал байланыштыруучу фермалардын түйүндөрүнө бекитилген чоюуларды коюу менен камсыздалышы керек.

Төмөнкү жээги колонналарга таянбаган ылдый түшүүчү тирөөч раскостору бар чатыр устун фермаларынын ортосунда, жогорку жээктердин түйүндөрүндө өзгөрүлбөс катуу диск болгон учурда, төмөнкү жээктердин түйүндөрүндө вертикалдуу байланыштарга туура келген раскосторду орнотуу керек (15.4.10 ылайык имараттын узундугу боюнча байланыш блокторунда орнотулган).

Ылдый түшүүчү тирөөч раскостуу фермалары бар имараттын учтарында акыркы фермалардын үстүңкү жээктери менен фермалардын четинен экинчи (коңшу) төмөнкү жээктердин түйүндөрүнүн ортосунда аларга туура келген распоркалар менен жантайма байланыш элементтери орнотулушу керек.

15.4.6 Чатыр устун фермаларынын үстүңкү жээктери боюнча сундурмалар менен каптоодо туурасынан кеткен горизонталдык байланыштар каалаган бир кабаттуу өнөр жай имаратында дайындалышы керек. Жогорку жана төмөнкү жээктер боюнча туурасынан кеткен байланыш фермалары план боюнча рационалдуу айкалыштырылат.

Үстүңкү каптоочу фермаларга допшулуу бекитилген каптоочу сундурмалар байланыш элементтери же спейсерлер деп эсептелбейт.

Туурасынан кеткен байланыштарга түздөн-түз жанашпаган чатыр устун фермаларынын жогорку жээктери бул байланыштардын жайгашуу тегиздигинде распоркалар менен бошотулушу керек.

15.4.7 Фермалардын жогорку жээктеринин деңгээлинде чатыры 10° ашык эмес жантаймадагы сундурмасыз жабууларда катуу диск болгон учурда (аларда чоң көлөмдөгү темир бетон плиталары жогорку жээктерге ширетилген же каптоонун профилдүү листи ар бир төмөнкү гофрга бекитилген) фермалардын жогорку жээктери боюнча туурасынан кеткен байланыштар имараттын учтарында жана температуралык жиктерде гана орнотулушу керек. Калган кадамдарда конькиде жана чатыр устун фермаларынын тирөөчтөрүндө распоркалар керек.

Сундурмасыз жабууларда фермалардын төмөнкү жээктери боюнча горизонталдуу байланыштар жабуунун түрүнө карабастан, 50 тонна жүк көтөрүмдүүлүгүндө бар, металлургия өндүрүшүнүн цехтеринде 7К жана 8К иштөө режимдеринин топторундагы имараттарга гана коюлушу керек (КЧжЭ 2.01.07 боюнча).

Бир деңгээлде жайгашкан сундурмасыз бир катмарлуу жабууларда жана көп катмарлуу жабууларда чатыр устун фермалары болгондо, фермалардын четки панелдеринин биринде фермалардын жогорку жээктеринин тегиздигинде узунунан кеткен горизонталдуу байланыштарды орнотуу керек.

15.4.8 Чатырдын катуу диски болгон учурда 15.4.7 талаптарына ылайык фермалардын жогорку жээктеринин деңгээлинде монтаждоо процессинде конструкцияларды салыштыруу жана алардын туруктуулугун камсыз кылуу үчүн инвентардык алынуучу байланыштар каралышы керек.

15.4.9 Жабууларды ар кандай деңгээлде жайгаштырууда ар бир деңгээлде бирден узунунан турган байланыш системасы каралышы керек.

Фермалардын жогорку жээги боюнча сундурмалар жок болгон фонардын чегинде распоркалар каралышы керек. Фермалардын коньки түйүндөрү боюнча мындай распоркалардын болушу милдеттүү болуп саналат.

Фонардык байланыштар фонардын учтарында үстүңкү жээктердин (ригелдердин) тегиздигинде жана температуралык жиктердин эки жагында жайгашышы керек.

15.4.10 Жабуунун туурасынан кеткен байланыштары жайгашкан жерлерде фермалардын ортосунда вертикалдуу байланыштарды орнотуу каралышы керек.

Эсептелген температурасы минус 45°C дан төмөн болгон райондордо эксплуатациялануучу имараттардын жана курулмалардын жабдууларында бүткүл имараттын бойлорундагы ар бир аралыктын ортосунда вертикалдуу байланыштар каралышы керек (адатта колдонулгандарга кошумча).

Вертикалдуу байланыштарды 30 м чейинки аралыктагы фермалар үчүн чатыр устун фермаларынын тирөөчү мамыларнын тегиздигинде, коньки мамыларынын тегиздигинде, ошондой эле 30 м ашык аралыктагы фермалар үчүн фонардын сырткы буттарын бекитүү түйүнүнүн астында жайгашкан мамылардын тегиздигинде жайштыруу керек.

15.4.11 Транспортер галереяларынын аралык курулуштарынын бөлүнгөн фермаларынын жогорку жана төмөнкү жээктери боюнча горизонталдуу байланыштар ар бир аралык үчүн өзүнчө каралышы керек.

15.4.12 Жабдуулардын кайчылаш торун колдонууда, уникалдуу имараттарды жана курулмаларды кошпогондо, эсептөөлөр, байланыш торлорунун раскостору чоюлуучу күчтү гана кабыл алат деген болжолдо шарттуу схема боюнча жүргүзүлөт.

Байланыш элементтериндеги күч-аракеттерди аныктоодо ферма жээктеринин кысуусу эске алынбашы керек.

15.4.13 Жалпак жүк көтөрүүчү системалары (эки жээктүү, ийилген-катуу ванталар ж.б.) менен илинген жабдууларда жүк көтөрүүчү системалардын ортосунда вертикалдуу жана горизонталдуу байланыштар каралышы керек.

15.4.14 Байланыштарды бекитүү В тактык классынын буроолору менен жүзөгө ашырылышы керек.

Чоң жүк көтөрүмдүүлүгү жана иштөө режими 7К жана 8К болгон крандар менен жабдылган имараттарда, ошондой эле байланыш элементтеринде (шамал фермалары ж.б.) олуттуу күч-аракеттер болгон учурда байланыш элементтерин бекитүү монтаждоо ширетүү менен, ал эми айрым учурларда А тактык классынын буроолору менен жүзөгө ашырылышы керек.

15.4.15 Тарткычтар байланыштардын элементтери катары КС-2 жана КС-1 класстарындагы (МАСТ 27751 боюнча), 2, 3, 4-конструкциялардын топторундагы имараттар жана курулмалар үчүн жүк көтөрүүчү конструкцияларда пайдаланылууга тийиш (В тиркеме). Тарткычтада алдын ала тартууну түзүү үчүн аларга жетүү мүмкүнчүлүгүн жана колдонууда тартуу мүмкүнчүлүгүн камсыз кылган атайын түзүлүштөр каралышы керек.

15.5 Устундар

15.5.1 Ширетилген жуптаврдуу устундардын жээктери үчүн лист пакеттерин колдонууга болбойт.

Фрикциялык бирикмелери бар устундардын жээктери үчүн үч листтен ашпаган пакеттерди колдонуу керек; муну менен бирге, жээк бурчтарынын

кесилишинин аянты жээктин кесилишинин бардык аянтынын 30% нан кем эмесине барабар кабыл алынышы керек.

15.5.2 Ширетилген устундардын жээк жиктери, ошондой эле устундун негизги кесилишине көмөкчү элементтер бириктирген жиктер (мисалы, катуулук кырлары) үзгүлтүксүз аткарылышы керек. Катуулуктун туурасынан кеткен кырлары жээк жиктерин өткөрүү үчүн кесиктери менен болушу керек.

Рама конструкцияларынын ригелдериндеги тирөөчү түйүндөрүндө эки тараптуу жээк жиктерин колдонуу керек, алардын узундугу ригелдин кесилишинин бийиктигинен кем болбошу керек.

15.5.3 Статикалык жүктөмдү көтөргөн 1-класстагы жуптаврдуу ширетилген устундарда бир тараптуу жээк жиктерин колдонууда төмөнкү талаптарды аткаруу керек:

эсептелген жүк устундун туурасынан кеткен кесилишине карата симметриялуу колдонулушу керек;

устундун кысылган жээгинин туруктуулугу а) 8.4.4 тизмесине ылайык камсыз кылынышы керек;

устундардын дубалдарынын туруктуулугун эсептөө 8.5.1 жана 8.5.2 талаптарына ылайык жүргүзүлүшү керек;

устундарынын жээгине топтолгон жүктөмдөр, кырлуу темир бетон плиталарынын жүктөмү колдонулган жерлерде катуулуктун туурасынан кеткен кырлары орнотулушу керек; катуулуктун туурасынан кеткен кырлары 8.2.2 боюнча жергиликтүү туруктуулукту текшерүү жүргүзүүдө орнотулбашы керек.

15.5.4 Ширетилген устундардын катуулук кырлары дубалдын уламаларынан дубалдын 10дон кем эмес калыңдыгындагы алыстыкта болушу керек. Устундун узунунан кеткен катуулук кыры бар дубалынын төмөнкү этектери кесилишкен жерлерде катуулуктун узунунан кеткен кырын дубалга бекитүүчү жиктерди (6t-20) мм кесилишкен жерлерде дубалдын улама жигине чейин алып келбөө керек.

15.5.5 2-4-топтордогу конструкциялардын ширетилген жуптаврдуу устундарында бир тараптуу катуулук кырлары, аларды устундун бир жагына жайгаштыруу жана устундун жээктерине ширетүү менен колдонулат.

Бир тараптуу жээк жиктери бар устундарда дубалдагы катуулук кыры бир тараптуу жээк жиктеринин жайгашуусуна карама-каршы тарапта жайгашышы керек.

Бир тараптуу катуулук кырынын туруктуулугун эсептөө 8.5.9 жана 8.5.10 талаптарына ылайык жүргүзүлүшү керек.

15.6 Кран жолдорунун устундары

15.6.1 7К (металлургия өндүрүшүнүн цехтеринде) жана 8К (КЧЖЭ 2.01.07 боюнча) иштөө режимдериндеги крандар үчүн кран жолдорунун устундарындагы үстүңкү жээк жиктери дубалдын бүткүл калыңдыгына ысытуу менен аткарылышы керек.

15.6.2 Кыймылдуу курамдардан жүктөмдү түздөн-түз кабыл алуучу кран жолдорунун устундарынын жана жумушчу аянтчалардын устундарынын чоюлган жээктеринин бош четтери прокатталган, тегизделген же кычкылтек машинасы же плазмалык-жаа кескич менен кесилиши керек.

15.6.3 Кран жолдорунун устундарынын катуулук кырынын өлчөмдөрү 8.5.9, 8.5.10 жана 8.5.17 талаптарын канааттандырышы керек, муну менен бирге эки тараптуу аралык кырларынын чыгып турган бөлүгүнүн туурасы 90 мм кем болбошу керек. Эки тараптуу туурасынан кеткен катуулук кырлары устундун жээктерине ширетилбеши керек; муну менен бирге, катуулук кырынын учтары устундун үстүңкү жээгине бекем ийилиши керек. 7К жана 8К (КЧЖЭ 2.01.07 боюнча) иштөө режимдеринин топторундагы крандын устундарында үстүңкү жээкке жанаша учтарын тегиздөө керек.

Тилкелүү болоттон же аларды дубалга жана үстүңкү жээкке ширетүү жана 15.5.5 ылайык жайгаштыруу менен жалгыз бурчтардан жасалган бир тараптуу туурасынан кеткен катуулук кырларын 1К-5к (КЧЖЭ 2.01.07 боюнча) иштөө режимдеринин топторундагы крандардын алдындагы устундарда гана колдонуу керек.

15.7 Лист конструкциялары

15.7.1 Кабыктардын катуулук элементтеринин туурасынан кеткен контуру жабык түрдө долбоорлоо керек.

15.7.2 Топтолгон жүктөмдөрдү листтин конструкцияларына өткөрүп берүү катуулук элементтери аркылуу каралышы керек.

15.7.3 Ар кандай формадагы кабыктардын бириктирилген жерлеринде жергиликтүү чыңалууларды азайтуу үчүн жылмакай өткөөлдөр колдонулушу керек.

15.7.4 Бардык улама жиктерди аткаруу түбүн ысытуу же каптама менен эки тараптуу же бир тараптуу ширетүү менен каралышы керек.

Долбоордо бул тыгыздык талап кылынган конструкциялардын кесилишинин тыгыздыгын камсыз кылуу зарылдыгы көрсөтүлүшү керек.

15.7.5 Лист конструкцияларында улама ширетилген бирикмелерди; калыңдыгы 5 мм жана андан аз – каптама болгон листтердин бирикмелери колдонуу керек.

15.8 Асма жабуулар

15.8.1 Жиптерден жасалган конструкциялар үчүн аркан, эшилген жиптер жана жогорку бышык зым (же прокат) колдонулушу керек.

15.8.2 Асма жабуунун чатыры түздөн-түз жүк көтөрүүчү жиптерде жайгаштырылууга жана алар түзгөн форманы кайталоого тийиш. Эгерде чатырдын формасы жиптердин илинүү формасынан айырмаланса, анда чатырды атайын үстүнкү конструкцияга тирөө менен жиптердин үстүнө көтөрүшөт же жиптерге астынан илип коюшат.

15.8.3 Тирөөчү контурларын чийүү эсептик жүктөмдөрдө аларга бекитилген жиптердеги күч-аракеттердин басым ийри сызыктарын эске алуу менен дайындоо керек.

15.8.4 Чатырдын кабыл алынган конструкциясынын жылчыксыздыгын камсыз кылууга тийиш болгон форманын туруктуулугун сактоо үчүн асма жабуулар убактылуу жүктөмдөрдүн, анын ичинде шамал соруунун таасирине эсептелиши керек. Муну менен бирге, жабуунун ийрилигинин өзгөрүшү эки багытта - жиптердин бойлорунда жана кесилиштеринде текшерилиши керек. Зарыл болгон туруктуулук конструкциялык иш-чаралар аркылуу жетишилет: жабуунун салмагынын же алдын ала чыңалуунун эсебинен жиптин тартууну күчөтүү; атайын турукташтыруучу конструкцияны түзүү; ийилүүчү-катуу жиптерди колдонуу; жип системасын жана чатыр плиталарын бирдиктүү конструкцияга айландыруу.

15.8.5 Жиптин кесилиши берилген жабуу геометриясынын өзгөрүшүн эске алуу менен эсептелген жүктөмдө пайда болгон эң чоң күч-аракет боюнча эсептелиши керек. Тор системаларында, мындан тышкары, жиптин кесилиши бул жип боюнча гана жайгашкан убактылуу жүктөмдүн аракетинен болгон күчкө текшерилиши керек.

15.8.6 Жиптердин вертикалдуу жана горизонталдуу жылышуусу жана андагы күч-аракет жабуу конструкцияларынын сызыктуу эмес иштешин эске алуу менен аныкталышы керек.

15.8.7 Аркандардан жасалган жиптерди жана алардын бекиткичтерин эсептөөдө иштөө шарттарынын коэффициенттери 17-бөлүмгө ылайык кабыл алынышы керек. Стабилдештирүүчү аркандар үчүн, эгерде алар тирөөчү контур үчүн тартылуучу болбосо, иштөө шарттарынын коэффициенти $\gamma_c=1$ болот.

15.8.8 Прокаттык профилдерден жасалган жиптердин тирөөчү түйүндөрү допшулар менен аткарылышы керек.

15.9 Фланец бирикмелери

15.9.1 Болот курулуш конструкцияларынын фланец бирикмелерине (ФБ) ширетүүдө элементтердин биринин учу менен бириктирилген тик бурчтуу, тегерек же башка формадагы (фланец) жок дегенде бир жалпак бөлүгү бар, буроолор же шпилькалар үчүн көзөнөктөрү бар бирикмелерди киргизүү керек.

ФБда күч-аракеттерди (узунунан кеткен күчтөр, ийилген моменттер жана туурасынан кеткен күчтөр) өткөрүү фланец аркылуу жүзөгө ашырылат.

15.9.2 ФБ ар кандай көрүнүштөгү элементтери бар фермалардын жана мейкиндик конструкцияларынын монтаждык бирикмелеринде, ЛЭП тирөөчтөрүндө, мунара жана антенна-мачталык курулмаларда, устундардын, колонналардын, жуптаврдуу же коробка сымал кесилишиндеги рамалардын элементтеринде, устундардын колонкаларга же башка устундарга кошулуу түйүндөрүндө колдонулат.

15.9.3 ФБ төмөнкү белгилер боюнча классификацияланат.

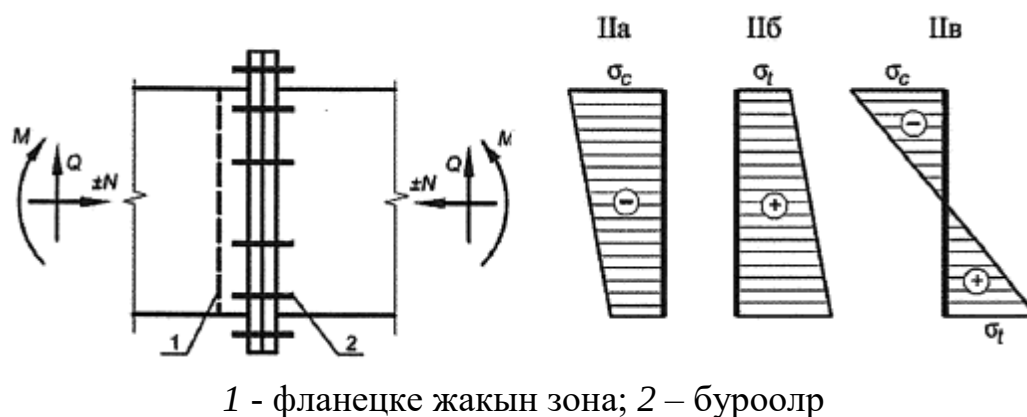
I - Жумуш шарттары боюнча:

- а) 1-топтогу конструкциялардагы ФБ;
- б) 2 жана 3-топтогу конструкциялардагы ФБ;
- в) 4-топтогу конструкциялардагы ФБ.

Конструкциялардын тобу 4.3.1 жана В тиркемеси боюнча аныкталат.

II – фланецке жакын зонадагы болуп жаткан чыңалуу боюнча (21a-сүрөт):

- а) кысуучу кадимки чыңалуунун бир маанилүү эпурасы менен (кысылган ФБ);
- б) чоюлган кадимки чыңалуулардын бир маанилүү эпурасы менен (чоюлган ФБ);
- в) кадимки чыңалуулардын эки маанилүү эпурасы менен (кысылып-ийилген же ийилип-чоюлган ФБ).



21a-сүрөт – Фланецке жакын зонадагы болуп жаткан чыңалуу боюнча ФБнын классификациясы

III - ФБда буроолорду алдын ала тартуу боюнча:

- а) буроолорду алдын ала тартпастан;
- б) буроолорду алдын ала тартуу менен.

IV - ФБда төмөндөгүлөр аркылуу туурасынан кеткен күчтөрдү өткөрүү ыкмасы боюнча:

- а) иштеген буроолор, анын ичинде кесүү;
 - б) ФБнын кысылган жерлеринде байланыш болгон беттер аркылуу сүрүлүү күчтөрү;
 - в) атайын жылышууга каршы тирөөчтөр (таяныч столдору, кырлар ж. б.)
- Туурасынан кеткен күч жок болсо, ФБ IV белгиси боюнча классификацияланбайт.

15.9.4 ФБ долбоордук документтердеги эсептөөлөрдүн негизинде бардык белгилери боюнча 15.9.3 ылайык классификацияланышы керек.

15.9.5 1-топтогу конструкциялардын фланец бирикмелери (I, а) алдын ала тартуу менен буроолордо гана долбоорлонууга тийиш (III, б);

2 жана 3-топтогу конструкциялар (I, б)-15.9.6-15.9.13 жоболорун эске алуу менен;

4-топтогу конструкциялар (I, в) - прокаттын калыңдыгы багытында салыштырмалуу ичкерүүсү боюнча кошумча талаптарды эске албастан 14.2 боюнча болоттон жасалгандар (5-бөлүм).

15.9.6 Кысылууга же ийилүү менен биргелешкен кысуу аракетине дуушар болгон фланец байланыштары (II, а) 14.2 боюнча долбоорлонууп, эсептелиши керек. Туурасынан кеткен күчтөрдү сүрүлүү беттери аркылуу берүүдө (III, б + IV, б) 14.3 жобо эске алынат.

15.9.7 к II, б жана II, в классификациясына кирген фланец бирикмелер апробацияланган методикаларды колдонуу менен же бирикменин иштешинин

геометриялык жана физикалык сызыксыздыгын эске алуу менен акыркы элементтер методу менен же колдонуудагы ЧД ылайык чектик тең салмактуулук ыкмасы менен пластинанын иштөөсүнүн мейкиндиктүү схемасы боюнча эсептелиши керек.

ФБнын козу карын түрүндөгү алгачкы кемчиликтери болгон учурда, ФБнын колдонулган эсептөө моделдери буроолор жүктөм астында козу карын түрүндөгү фланецтер майышканда же козу карын түрүндөгү фланецтерди фрезерлөөдө пайда болгон буроонун башынын жана гайканын тирөөчү беттеринин параллелдүүлүгүнүн жоктугунан келип чыккан чоюлууга жана ийилүүгө иштей тургандыгын эске алышы керек.

15.9.8 ФБны долбоорлоодо төмөнкүлөрдү текшерүү керек:

а) фланецке жакын зонада бириктирилүүчү элементтердин бекемдигин жана жергиликтүү туруктуулугун;

б) 14.1 талаптарына ылайык конструкциянын элементтерине фланецти бекитүүнүн ширетилген жиктеринин жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгүн;

в) ФБнын чоюлган зонасындагы фланецтин к II, б жана II, в классификациясы боюнча бекемдигин;

г) ФБнын чоюлган зонасындагы буроолордун к II, б жана II, в классификациясы боюнча жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгүн;

д) жылышууга жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгүн: ФБ III, б + IV, б үчүн - 14.3 талаптарына ылайык; ФБ III, а + IV, а үчүн - 14.2 талаптарына ылайык; ФБ IV, в үчүн - атайын тирөөчтүн (тирөөчү столдун, кырдын ж. б.) жылышууга жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгүн.

15.9.9 ФБ II, б жана II үчүн, колоннанын текчесине устундун туташуу түйүнүндө, 15.9.8 талаптарына кошумча төмөнкүлөрдү текшерүү керек:

а) колоннанын текчесинин бекемдигин жана жергиликтүү туруктуулугун;

б) колонна дубалынын бекемдигин жана жергиликтүү туруктуулугун (анын ичинде колоннадагы узунунан кеткен күчтөрдүн, моменттердин, жылышуу күчтөрүнүн биргелешкен аракетинен).

15.9.10 Фланецтер үчүн ФБны долбоорлоодо болотту 5-бөлүмгө жана В тиркемесине ылайык колдонуу керек;

к II, б жана II, в классификация боюнча киргизилген ФБ үчүн - прокаттын калыңдыгы ψ_x багытында үлгүлөр үчүн 13.3 жана 13.5 жоболорун эске алуу менен 35% дан кем эмес салыштырмалуу ичкериши боюнча кошумча талаптары бар болот.

15.9.11 II,б+III,б+IV,б жана II,в+III,б+IV,б ФБны долбоорлоодо 8.8, 10.9, 12.9 бекемдик класстарындагы буроолорду жана аларга ылайыктуу гайкаларды жана

шайбаларды колдонуу керек. Калган ФБ үчүн ббуроолорду 5.6 жана 14.2 боюнча тандап алуу керек.

Көзөнөктөр жана буроолор 40-таблицанын талаптарын эске алуу менен жайгаштырылышы керек.

Алдын ала тартуусуз орнотулган буроолордун гайкалары (ФС-III, б) контролдук гайкалар, пружиналык шайбалар ж. б. менен буралып чыгып кетүүдөн бекитилүүгө тийиш.

15.9.12 Буроолорду тартуу боюнча жана ФБ III, б + IV, б үчүн фланецтердин беттеринин ортосундагы байланыш тыгыздыгын контролдоого талаптар КЭ 70.13330 берилген.

15.9.13 Козу карын түрүндө алгачкы кемчиликтер болгондо ФБны пайдаланууга кабыл алуу кошумча эсептөөлөрдү жүргүзүүдө оң натыйжалар алынгандан кийин ишке ашырылышы керек.

Жалпак эмес фланецтүү ФС III,а+IV,а эсептөө (байланыш беттеринин ортосунда боштуктар болгондо), буроолордун бекемдик классына карабастан, бир буроолуу бирикменин эсептик каршылыгын $R_{bt} = 0,54R_{bun}$ жана фланецтин иштөө шарттарынын коэффициентин $\gamma_c = 1,4$ кабыл алуу менен тегиз боштуксуз фланецтүү бирикмелер сыяктуу аткарылат (15.9.5-15.9.9 караңыз). Муну менен бирге, жалпак эмес фланецтүү бириктирилүүчү элементтердин ортосундагы боштуктар төмөнкү талаптарга жооп бериши керек:

- а) шайба зонасындагы боштуктар - 1,2 мм ашык эмес;
- б) фланецтин периметри боюнча четки боштуктар - 4 ммден көп эмес;
- в) фланецтердин ортосундагы кысылган текчелердин борбордук сызыктары жана дубалдардын кысылган зоналары боюнча боштуктар - 0,1 мм ашык эмес; чоюлган текчелердин жана дубалдардын чоюлган зоналарынын борбордук сызыктары боюнча - 1,2 мм ашык эмес.

15.10 Фрезерленген учтары бар байланыштар

Фрезерленген учтары бар элементтердин бирикмелеринде (колонналардын уламалардында жана базаларында ж.б.) кысуучу күч толугу менен учтары аркылуу берилет деп эсептелиниши керек.

Борбордон тышкары кысылган (кысылып-ийилүүчү) элементтерде көрсөтүлгөн бирикмелердин ширетилген жиктери жана буроолору, анын ичинде жогорку бекемдиктеги, жагымсыз айкалышуудагы моменттин таасиринен жана узунунан кеткен күчтөн эң максималдуу чоюлуучу күчкө, ошондой эле туурасынан кеткен күчтүн таасиринен жылыштыруу күчүнө эсептелиши керек.

15.11 Монтаждык бекиткичтер

15.11.1 Имараттардын жана курулмалардын чарчоого эсептелген кран жолдорунун устундары бар конструкцияларынын, ошондой эле темир жол курамдары үчүн конструкциялардын монтаждык бекиткичтери ширетилген же фрикциялык болушу керек.

Бул конструкциялардын монтаждык бирикмелеринде В тактык классындагы буроолор колдонулушу керек:

прогондорду, фонардык конструкциянын элементтерин, фермалардын үстүңкү жээктери боюнча байланыштарды (төмөнкү жээктер же катуу чатыр боюнча байланыштар болгондо), фермалар жана фонарлар боюнча вертикалдуу байланыштарды, ошондой эле фахверк элементтерин бекитүү үчүн;

катуу чатыр болгон учурда фермалардын төмөнкү жээктери боюнча байланыштарды бекитүү үчүн (ячейкалуу бетондон жасалган темир бетон же байланган бетон плиталарынын үстүңкү жээктерине ширетилген же профилдүү төшөлмөнүн ар бир толкунуна бекитилген ж. б.);

вертикалдуу тирөөчү басымды стол аркылуу өткөрүп берүү шартында чатыр устун жана чатыр устун алдындагы фермаларды колонналарга жана чатыр устун фермаларын чатыр устун алдындагыларга бекитүү үчүн;

кран жолдорунун бөлүнгөн устундарын өз ара бекитүү үчүн, ошондой эле алардын төмөнкү жээгин вертикалдуу байланыштар бекитилбеген колонналарга бекитүү үчүн;

динамикалык жүктөмдөргө дуушар болбогон жумушчу аянтчалардын устундарын бекитүү үчүн;

экинчи маанидеги конструкцияларды бекитүү үчүн.

15.11.2 Каркастык имараттардын рамалык системаларынын элементтеринде ийилүү моменттерин кайра бөлүштүрүү үчүн ригелдерди колонкалар менен бириктирүү түйүндөрүндө пластикалык баскычта иштеген болот төшөлмөлөр колдонулат. Төшөлмөлөр туруктуулук чеги 345 Н/мм^2 ге чейинки болоттордон жасалышы керек.

Төшөлмөлөрдөгү күч-аракеттер туруктуулуктун минималдуу чегинде $\sigma_{y,min} = R_{yn}$ жана туруктуулуктун максималдуу чегинде $\sigma_{y,max} = R_{yn} + 100 \text{ Н/мм}^2$ аныкталышы керек.

Пластикалык баскычта иштеген төшөлмөлөрдүн узунунан кеткен четтери тегизделип же фрезерлениши керек.

15.12 Тирөөчү бөлүктөр

15.12.1 Борборлоочу прокладкалар менен бекитилген, тангенциалдык кыймылсыз допшулуу тирөөчтөр, ал эми өтө чоң реакцияларда – тең салмакты кармоочу тирөөчтөр тирөөчтүн астына басымды бирдей бөлүштүрүү зарыл болгондо колдонулушу керек.

Жалпак же ролик түрүндөгү кыймылдуу тирөөчтөр төмөндө жаткан конструкция устундун же ферманын кыймылсыз таянуусунда пайда болгон горизонталдык күч-аракеттерден бошотулушу керек болгон учурларда колдонулушу керек.

Жалпак кыймылдуу тирөөчтөрдөгү сүрүлүү коэффициентин 0,3, ролик түрүндөгү тирөөчтөрдө - 0,03 барабар кабыл алуу керек.

15.12.2 Тең салмакты кармоочу тирөөчтөрдүн цилиндрдик допшуларда (цапфт) бырышуусун эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек (беттеринин бирдей же 90° жогору тийген борбордук бурчта)

$$F / (1,25rlR_{lp}\gamma_c) \leq 1, \quad (199)$$

мында F – тирөөчкө болгон басым (күч);

r, l – допшунун радиусу жана узундугу;

R_{lp} – 6.1 талаптарына ылайык кабыл алынган жылчыксыз биригүүдө жергиликтүү бырышууга эсептик каршылык.

15.12.3 Ролик түрүндөгүлөрдүн диаметралдык кысылышын эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$F / (ndlR_{cd}\gamma_c) \leq 1, \quad (200)$$

мында n – ролик түрүндөгүлөрдүн саны;

d, l – ролик түрүндөгүлөрдүн диаметри жана узундугу;

R_{cd} – 6.1 талаптарына ылайык кабыл алынган бош биригүүдө ролик түрүндөгүлөрдүн диаметралдык кысылышына эсептелген каршылык.

16 Электр берүүнүн аба линияларынын, ачык бөлүштүрүүчү түзүлүштөрдүн жана транспорттун байланыш тармактарынын тирөөчү конструкцияларын долбоорлоо боюнча талаптар

16.1 Электр берүүнүн аба линияларынын (АЛ), ачык бөлүштүрүүчү түзүлүштөрдүн (АБТ) жана транспорттун байланыш тармактарынын (БТ) тирөөчү

конструкциялары жана бирикмелери үчүн материалдарды 5-бөлүмдүн жана В тиркемесинин талаптарына ылайык колдонуу керек.

16.2 Максаттарына жана алардын бирикмелеринин тибине жараша тирөөчү конструкциялар топторго бөлүнөт:

1-топ-бийиктиги 60 метрден ашкан чоң өткөөлдөрдүн ширетилген атайын тирөөчтөрү;

2-топ-1-топто көрсөтүлгөндөрдөн тышкары АЛ ширетилген тирөөчтөрү; чыңалуусуна карабастан шиңалоолор жана АБТ өчүргүчтөр үчүн ширетилген тирөөчтөр, чыңалуусу 330 кВ жогору АБТ жабдуулары үчүн ширетилген тирөөчтөр; конструкциялар жана элементтер;

зымдарды (тартмаларды, штангаларды, кыскычтарды) тартуу менен байланган БТ, ошондой эле 1-топто көрсөтүлгөн тирөөчтөр, ширетилген бирикмелер жок болгондо;

3-330 кВ чыңалуудагы АБТ жабдуулары үчүн ширетилген жана буроолуу тирөөчтөр, өчүргүчтөрдүн тирөөчтөрүнөн тышкары;

БТнын жүк көтөрүүчү, кармоочу жана бекитүүчү түзүлүштөрүнүн конструкциялары жана элементтери (тирөөчтөр, катуу кесилиштердин ригелдери, прожектордук мачталар, фиксаторлор), ошондой эле 2-топтогу конструкциялар, БТдан тышкары, ширетилген бирикмелер жок болгон учурда;

4-кабелдик каналдардын ширетилген жана буроолуу конструкциялары, трансформаторлордун тоголотуучу жолдорунун тетиктери, траптар, тепкичтер, тосмолор жана АБТ, АЛ жана БТнын башка көмөкчү конструкциялары жана элементтери.

16.3 АЛнын бийиктиги 60 мге чейинки тирөөчтөрү жана АБТ жана БТ конструкциялары үчүн А жана В тактык класстарынын буроолору чарчоого эсептелбеген конструкциялар үчүн сыяктуу, ал эми фланей бирикмелери жана бийиктиги 60 мден ашкан АЛ тирөөчтөрү үчүн Г.3 таблица боюнча (Г тиркеме) чарчоого эсептелген конструкциялар үчүн сыяктуу кабыл алынышы керек.

Буроолдорду контролдоноучу тартуусуз фланец бирикмелери ушул бөлүмдө көрсөтүлгөн конструкцияларды бириктирүү үчүн фланецке жакын II зонадагы чыңалуулардын классификациясына карабастан 15.9.3 боюнча колдонулат.

Контролдоноучу тартуусуз буроолор менен кысылууга (ийилүү менен кысуу) дуушар болгон ФБ үчүн буроолорду, гайкаларды жана шайбаларды 5.6 ылайык колдонуу керек.

16.4 АЛ тирөөчтөрүн, АБТ жана БТ конструкцияларын эсептөөдө 7.1.2-бөлүмдө, 4 жана 14-бөлүмдөрдө жана 45-таблицада белгиленген иштөө шарттарынын коэффициенттерин кабыл алуу керек.

АЛ, АБТ жана БТ тирөөчтөрү үчүн γ_n жоопкерчилик боюнча ишенимдүүлүк коэффициентинин мааниси МАСТ 27751 талаптарына ылайык кабыл алынышы керек.

(5) формула боюнча тирөөчтөрдүн чоюлган элементтеринин бекемдигин андагы R_y маанисин R_u/γ_u алмаштыруу менен эсептөөгө жол берилбейт.

45-т а б л и ц а

Конструкциялардын элементи	Иштөө шарттарынын коэффициенти γ_c
1 Түйүндүү бирикмелерде башмактын биринчи эки панелиндеги эркин турган тирөөчтөрдүн жалгыз бурчтарынын кысылган жээктери: а) ширетүүдө 0,95 б) буроолордо 0,90 2 Бир текче менен бекитилген жалгыз бирдей текчедеги бурчтан жасалган жалпак торлуу траверстин кысылган элементи (22-сүрөт): а) тирөөчү мамыга траверс жээгин бойлото коюлган эки жана андан көп буроо менен түздөн-түз бекитилген жээк, 0,90 б) бир буроо менен же фасонка аркылуу тирөөчү мамыга бекитилген жээк 0,75 в) раскос жана распорка 0,75 3 Болоттон жасалган аркан же жогорку бышык бир тутам зым: а) иштин кадимки режиминдеги аралык тирөөч үчүн 0,90 б) анкердик, анкердик-бурчтук жана бурчтук тирөөчтөр үчүн: иштин кадимки режиминде 0,80 иштин авариялык режиминде 0,90	
Э с к е р т ү ү - таблицада көрсөтүлгөн иштөө шарттарынын коэффициенттери түйүндөрдөгү элементтердин бирикмелерине жайылтылбайт.	

16.5 8-таблица боюнча берилген ийкемдүүлүктү аныктоодо, бардык өзөктүн эң чоң ийкемдүүлүгүн төмөнкү формулалар боюнча эсептөө керек:
параллель жээктери бар, учтары допшулуу төрт бурчтуу өзөк үчүн,

$$\lambda_{max} = 2l/b; \quad (201)$$

параллель жээктери бар, учтары допшулуу төрт бурчтуу өзөк үчүн
параллелдүү курлары бар, учтары допшулуу үч кырдуу тең жактуу өзөк үчүн,

$$\lambda_{max} = 2,5l/b; \quad (202)$$

Пирамида формасындагы бош турган мымы үчүн (15-сүрөт)

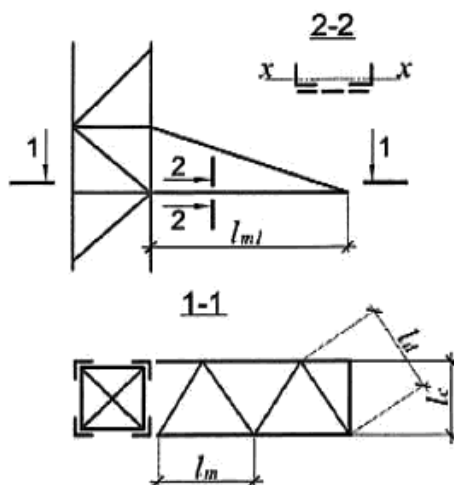
$$\lambda_{max} = 2\mu h/b_i, \quad (203)$$

мында l – өтмө өзөктүн геометриялык узундугу;

b – параллель жээктери бар өзөктүн эң кууш четинин жээк окторунун ортосундагы аралык;

h – бош турган мамынын бийиктиги;

$\mu = 1,25(b_s/b_i)^2 - 2,75(b_s/b_i) + 3,5$ -эсептик узундукту аныктоо үчүн коэффициент, мында b_s жана b_i – эң кууш четтеринин жогорку жана төмөнкү негиздериндеги пирамидалык тирөөч жээктеринин окторунун ортосундагы аралыктар.



22-сүрөт – Үч бурчтуу тору бар траверс схемасы

16.6 Кесилиштин узундугу боюнча туруктуу торчолору бар өтмө өзөктү ийүү менен кысууда туруктуулукту эсептөө 9-бөлүм боюнча аткарылышы керек.

Кесилиштин узундугу боюнча туруктуу торчолору бар тең жактуу үч кырдуу өзөк үчүн салыштырмалуу эксцентриситет төмөнкү формулалар боюнча эсептелиши керек:

кырлардын бирине перпендикуляр болгон тегиздикте ийүүдө,

$$m = 3,46\beta M / (Nb); \quad (204)$$

кырлардын бирине параллель болгон тегиздикте ийүүдө

$$m = 3\beta M / (Nb), \quad (205)$$

мында b – четки бетиндеги жээктердин окторунун ортосундагы аралык;

β – буроолуу байланыштарда 1,2 жана ширетилген бирикмелерде 1,0 барабар коэффициент.

16.7 9.3.1 жана 9.3.2 боюнча торлору бар өтмө өзөктү ийүү менен кысуудагы туруктуулукту эсептөөдө, элементтердин буроолуу байланыштарында эксцентриситеттин мааниси 1,2 коэффициентине көбөйтүлүшү керек.

16.8 Ийүү менен кысууда артка тартылуучу тирөөчтөрдүн өтмө кесилишиндеги өзөктүн айрым жээктеринин туруктуулугун текшерүүдө ар бир жээктеги узунунан кеткен күчтү майышкан схема боюнча эсептелген M ийилүү моментинен кошумча күч-аракетти эске алуу менен аныктоо керек.

Тегиздиктердин биринде, x - x же y - y ийилгенде тик бурчтуу кесилиштин (2-тип, 8-таблица) узундугу боюнча туруктуу тор мамынын учтары боюнча допшулуу артка тартылуучу тирөөчтөр үчүн мамынын узундугунун ортосундагы M моментинин мааниси төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$M = M_q + (\beta N / \delta)(f_q + f_n), \quad (206)$$

мында M_q – устундарда аныкталган сыяктуу туурасынан кеткен жүктөмдөн мамынын узундугунун ортосунан ийилүүчү момент;

β – 16.6 ылайык кабыл алынуучу коэффициент;

N – мамыдагы узунунан кеткен күч;

f_q – кесилиш инерциясынын берилген моментин I_{ef} колдонуу менен кадимки устундарда аныкталган сыяктуу туурасынан кеткен жүктөмдөн мамынын узундугунун ортосунан бүктөлүүсү;

$f_n = 0,0013l$ – ийилүү тегиздигинде мамынын баштапкы бүктөлүүсү;

$$\delta = 1 - 0,1Nl^2 / (El_{ef}).$$

Бул жерде: l – мамынын узундугу; $l_{ef} = Al^2 / \lambda_{ef}^2$,

мында A – мамынын кесилиш аянты;

λ_{ef} – 2-типтеги кесилиш үчүн (16) формулада λ_{max} ийилүү тегиздигин λ_x же λ_y алмаштыруу менен 8-таблица боюнча аныкталуучу мамынын берилген ийкемдүүлүгү.

Мамыны эки тегиздикте ийүүдө, N_{ad} күч-аракетин (124) формула боюнча аныктоо керек; муну менен бирге, f_n баштапкы бүктөлүү N_{ad} курама күчү M_x же M_y моментинен эң чоң мааниге ээ болгон тегиздикте гана эске алынышы керек.

16.9 Тегиздиктердин биринде, x - x же y - y ийүү менен кысууда тик бурчтуу кесилиштин (2-тип, 8-таблица) узундугу боюнча туруктуу тор мамынын учтары боюнча допшулуу артка тартылуучу тирөөчтөрдүн Q туурасынан кеткен күч мамынын узундугу боюнча туруктуу кабыл алып, төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$Q = Q_{max} + \frac{3,14\beta N}{\delta l} (f_q + f_n), \quad (207)$$

мында Q_{max} – устундарда аныкталган сыяктуу ийилүү бетинде туурасынан кеткен жүктөмдөн туурасынан кеткен максималдуу күч.

(207) формуладагы калган белгилер (206) формуладагыдай кабыл алынышы керек.

16.10 Тегиздиктердин биринде, x - x же y - y ийүү менен кысууда үч бурчтуу өтмө кесилиштин (2-тип, 8-таблица) узундугу боюнча туруктуу тор мамынын учтары боюнча допшулуу артка тартылуучу тирөөчтөр үчүн мамынын узундугунун ортосундагы M моментинин мааниси (206) формула боюнча, ал эми берилген ийкемдүүлүк – 3-типтеги кесилиш үчүн 8-таблица боюнча аныкталышы керек.

Мамыны эки тегиздикте ийүүдө, N_{ad} күч-аракетинин мааниси төмөнкү формула боюнча аныкталуучу эки маанинин чоңу менен кабыл алынышы керек

$$N_{ad} = 1,16M_x / b \text{ или } N_{ad} = 0,58M_x / b + M_y / b. \quad (208)$$

Экинчи формулада (208) M_x жана M_y эки моментти тең эске алганда, эки тегиздиктин ар бириндеги f_n мамынын баштапкы бүгүлүшү $0,001l$ барабар кабыл алынышы керек.

16.11 Тегиздиктердин биринде, x - x же y - y ийүү менен кысууда үч бурчтуу өтмө кесилиштин узундугу боюнча туруктуу тор мамынын учтары боюнча допшулуу ийүү менен кысууда артка тартылуучу тирөөчтөрдүн четки бетиндеги Q туурасынан кеткен күч 3-типтеги кесилиш үчүн 8-таблица боюнча аныкталуучу берилген λ_{ef} ийкемдүүлүгүн эске алуу менен (207) формула боюнча аныкталышы керек.

16.12 Жалгыз бурчтардан (курлардан, торлордон) жасалган конструкциялардын кысылган элементтеринин туруктуулугун эсептөө узунунан кеткен күчтүн эксцентрикалык колдонулушун эске алуу менен аткарылышы керек.

(7) формула боюнча борбордук кысылган элементтер узунунан кеткен күчтөрдү 1,0 ден кем эмес кабыл алынган α_m жана α_d коэффициенттерге көбөйтүү шартында эсептелиши керек.

15-сүрөт боюнча (15, в-сүрөттөн тышкары) мейкиндиктүү буроолуу конструкцияларда жана аяккы тирөөчтөрүндө буроолор тордун элементтеринде бир катар жайгашканда жана раскосторду жээктин текчесинин эки тарабындагы түйүндөргө бекитүүдө жалгыз бирдей текчелүү бурчтардын элементтерин алардын белгилери боюнча түйүндөрдө борборлоштурууда коэффициенттердин маанилерин төмөндөгүчө аныктоо керек:

жээктер үчүн $\bar{\lambda} \leq 3,5$ болгондо ($\lambda > 3,5$ болгондо $\lambda = 3,5$ кабыл алуу керек) төмөнкү формулалар боюнча:

$0,55 \leq c/b \leq 0,66$ жана $N_{md}/N_m \leq 0,7$ болгондо

$$\alpha_m = 1 + \left[c/b - 0,55 + \bar{\lambda}(0,2 - 0,05\bar{\lambda}) \right] N_{md}/N_m; \quad (209)$$

$0,4 \leq b < 0,55$ жана $N_{md}/N_m \leq (2,33c/b - 0,58)$ болгондо

$$\alpha_m = 0,95 + 0,1c/b + \left[0,34 - 0,62c/b + \bar{\lambda}(0,2 - 0,05\bar{\lambda}) \right] N_{md}/N_m; \quad (210)$$

жээктин эсептелген панелине жанаша турган раскостор үчүн, төмөнкү формулалар боюнча:

$0,55 \leq c/b \leq 0,66$ жана $N_{md}/N_m < 0,7$ болгондо

$$\alpha_d = 1,18 - 0,36c/b + (1,8c/b - 0,86)N_{md}/N_m; \quad (211)$$

$0,4 \leq c/b < 0,55$ жана $N_{md}/N_m \leq (2,33c/b - 0,58)$ болгондо

$$\alpha_d = 1 - 0,04c/b + (0,36 - 0,41c/b)N_{md}/N_m. \quad (212)$$

(210) жана (212) формулалардагы 15, г), д) сүрөт боюнча мейкиндиктүү буроолуу конструкциялар үчүн $0,45 \leq c/b < 0,55$ кабыл алынышы керек.

(211) жана (212) формулаларда раскостун бурчунун текче боюнча буроолор орнотулган четтеги белгилерге чейинки аралыктын катышы раскостун бурчунун текчесинин туурасына карата 0,54 төн 0,6 га чейин кабыл алынган; 0,5 ке барабар болгон катышта (211) жана (212) формулалар боюнча эсептелген α_d коэффициент 5% га көбөйтүлүүгө тийиш.

15, б), г) (акыркы тирөөчтөрдөн тышкары) сүрөтү боюнча жалгыз бирдей текчелүү бурчтардан ширетилген мейкиндиктүү конструкцияларда раскосту жээктин текчесинин ички тарабындагы гана түйүндө колдонуу менен $N_{md}/N_m \leq 0,7$ болгондо α_m жана α_d коэффициенттердин маанисин төмөндөгүчө кабыл алуу керек:

Элементтерди кесилиштин оордук борбору боюнча түйүндөрдө борборлоштурууда

$$\alpha_m = \alpha_d = 1,0;$$

Раскостордун окторун жээктин четиндеги түйүндөрүндө борборлоштурууда

$$\alpha_m = \alpha_d = 1,0 + 0,12N_{md}/N_m.$$

Вертикалдуу жана туурасынан кеткен жүктөмдөрдүн жана зымдардын же тростордун үзүлүшүнөн келип чыккан айландыруучу моменттин биргелешкен аракетине конструкцияларды эсептөөдө $\alpha_m = \alpha_d = 1,0$ кабыл алынат

(209)-(212) формулаларда кабыл алынган белгилер:

c – түйүндүн борбору жайгашкан жээктин бурчунун текчеси боюнча четиндеги белгилерге чейинки аралыгы;

b – жээктин бурчунун текчесинин туурасы;

N_m – жээктин панелиндеги узунан кеткен күч;

N_{md} – жээктин бир текчесине жанаша турган, ага түйүндөн берилген жана N_m үчүн жүктөмдөрдүн ошол эле айкалышында аныкталган раскостогу күчтүн жээктин огуна проекцияларынын суммасы; жээкти эсептөөдө панелдин учу боюнча түйүндөр үчүн алынган N_{md} маанилердин көбүрөөгүн, ал эми раскосторду эсептөөдө - раскос жанаша турган түйүн үчүн кабыл алуу керек.

16.13 Жээктери жана жалгыз бурчтардан турган торлору бар жалпак траверс элементтеринин ийкемдүүлүгүн аныктоодо кесилишинин эсептелген узундугу l_{ef} жана инерция радиусу i (22-сүрөттү караңыз) бирдей кабыл алынышы керек:

жээк үчүн $l_{ef}=l_m$, $i=i_{min}$, $l_{ef}=l_{m1}$, $i=i_x$;

раскос үчүн $l_{ef}=l_d$, $i=i_{min}$;

распорка үчүн $l_{ef}=l_c$, $i=i_{min}$,

мында i_x - траверс торунун тегиздигине параллелдүү огуна карата кесилиштин инерция радиусу.

16.14 АЛ торунун эркин турган тирөөчүнүн ылдыйынан биринчи турган жалгыз бурчутуу раскостун ийкемдүүлүгү 160тан ашпашы керек.

16.15 Тирөөчтөрдүн жогору жагынын четтөөлөрү жана траверстин бүктөлүшү 46-таблицада берилген маанилерден ашпашы керек.

16.16 Жалгыз бурчтардан турган АЛ жана АБТнын тирөөчтөрүнүн болот мейкиндиктүү конструкцияларында туурасынан кеткен кесилиштеринде эркин турган тирөөчтөрдүн мамыларында 25 метрден кем эмес аралыкта жана тартылып турган тирөөчтөрдүн мамыларында 15 метрден кем эмес аралыкта жайгаштырылуучу диафрагмалар каралууга тийиш. Диафрагмалар топтолгон жүктөмдөр жана жээктер бүгүлгөн жерлерде дагы орнотулушу керек.

16.17 Элементтин четинен көзөнөктүн борборуна чейинки күчкө бойлото $1,5d$ аз болгон аралыктагы бир буроолуу бирикмелердеги тордун бириктирилүүчү элементтеринин бырышын эсептөөдө 40-таблицага 2-эскертүүнү эске алуу керек.

Чоюлууда туруктуу иштеген элементтердин бир буроолуу бирикмелеринде (зымдарды жана тросторду бекитүүчү түйүндөргө жанаша турган траверстин, элементтердин жана жабдуулар бекитилген жерлердеги тартылуулары) элементтин четинен көзөнөктүн борборуна чейинки күчкө бойлото аралыкты $2d$ кем эмес кабыл алуу керек.

16.18 Жээкке бир түйүндө буроолор менен бекитилген раскостор жээк бурчунун текчесинин эки тарабында жайгашышы керек.

46-т а б л и ц а

Конструкция жана четтөө багыты	Тирөөчтүн жогору жагынын четтөөлөрү (тирөөчтүн бийиктиги- не)	Траверстин жана устундун салыштырмалуу бүктөлүүсү (консолдун аралыгына же узундугуна)			
		Вертикалдуу		Горизонталдуу	
		аралыкта	консолдо	аралыкта	консолдо
1 Зымдарды бойлото жай- гашкан АЛнын бийиктиги 60 мге чейин анкердик типтеги учтуу жана бурч тирөөч	$\frac{1}{120}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$	Чектелбейт	
2 Зымдарды бойлото жайгашкан АЛнын бийиктиги 60 мге чейин анкердик типтеги тирөөч	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$	Ошондой эле	
3 Зымдарды бойлото жана туурасынан жайгашкан АЛнын аралык тирөөчү (өтмөдөн тышкары)	Чектелбейт	$\frac{1}{150}$	$\frac{1}{50}$	"	

Конструкция жана четтөө багыты	Тирөөчтүн жогору жагынын четтөөлөрү (тирөөчтүн бийиктиги- не)	Траверстин жана устундун салыштырмалуу бүктөлүүсү (консолдун аралыгына же узундугуна)			
		Вертикалдуу		Горизонталдуу	
		аралыкта	консолдо	аралыкта	консолдо
4 Зымдарды бойлото жай- гашкан АЛнын бийиктиги 60 м жогору өтмө тирөөчү	$\frac{1}{140}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$	"	
5 Зымдарды бойлото АБТ- нын тирөөчү	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$
6 Ошондой эле, зымдардын туурасынан жайгашкан	$\frac{1}{70}$	Чектелбейт	Чектелбейт	Чектелбейт	
7 Жабдуунун алдындагы тирөөчтүн мамысы	$\frac{1}{100}$	-	-	-	-
8 Жабдуунун алдындагы устун	-	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{250}$	-	-
Эскертүүлөр 1 Авариялык жана монтаждоо режимдеринде тышкы бөлүштүрүүчү түзүлүштөрдүн тирөөчтөрүнүн четтөөлөрү жана аба линияларынын таянычтарынын траверси стандартташтырылган эмес. 2 7 жана 8-позициялардагы четтөөлөр жана четтөөлөр, эгерде жабдууларды эксплуатациялоонун техникалык шарттарында кыйла катуу талаптар белгиленсе, азайтылышы керек.					

16.19 Жээктүү бирдей текчелүү бурчтардын буроолуу уламаларында уламадагы буроолордун саны жуп болуп дайындалып, буроолор бурчтун текчелеринин ортосунда бирдей бөлүштүрүлүшү керек.

Бир катарлуу жана шахматтуу жайгашуудагы буроолордун саны, ошондой эле эки катарлуу жайгашуудагы буроолордун туурасынан кеткен катарларынын саны уламанын ар бир тарабындагы бурчтун бир текчесине бештен ашпашы керек.

Буроолордун жана туурасынан кеткен катарлардын көрсөтүлгөн саны 41-таблицада аныкталган γ_b коэффициенттин мааниси азайган шартта 0,85 ке көбөйтүү менен жетиге чейин жогорулатуу керек.

16.20 Кырларынын саны 8ден 12ге чейин болгон көп кырдуу түтүк тирөөчтөрүнүн дубалдарынын туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылышы керек

$$\sigma_1 / (\sigma_{cr} \gamma_c) \leq 1, \quad (213)$$

мында σ_1 – майышкан схема боюнча эсептөөдө тирөөчтүн кесилишиндеги эң чоң кысуу чыңалуусу;

σ_{cr} – төмөнкү формула боюнча эсептелүүчү кооптуу чыңалуу

$$\sigma_{cr} = \left(\beta - \sqrt{\beta^2 - 3,8 / \bar{\lambda}_w^{-2}} \right) \psi R_y \leq R_y. \quad (214)$$

$$\beta = 0,58 + 1,81 / \bar{\lambda}_w^{-2};$$

$\bar{\lambda}_w = (b/t) \sqrt{R_y / E}$ - туурасы b жана калыңдыгы t болгон кырдын дубалынын шарттуу ийкемдүүлүгү;

$$\psi = 1 + 0,033 \bar{\lambda}_w (1 - \sigma_2 / \sigma_1),$$

мында $\bar{\lambda}_w$ 2,4 көп эмес кабыл алуу керек;

σ_2 – "минус" белгиси менен чоюлганда кабыл алынган кесилиштеги эң аз чыңалуу.

Көп кырдуу түтүктөр айланасы жазылган радиустагы тегерек түтүктөр үчүн 11.2.1 жана 11.2.2 талаптарына жооп бериши керек.

17 Бийиктиги 500 метрге чейинки байланыштын антенналык курулмаларынын конструкцияларын долбоорлоо боюнча талаптар

17.1 Антенналык курулмалардын (АК) болот конструкциялары үчүн В тиркемесине ылайык болотторду (С390К, С590К, С590К болоттордон тышкары), ошондой эле С245, С255, С345, С355 болоттон ширетилген тик жиктүү жана жиксиз түтүктөрдү колдонуу керек. Муну менен бирге, конструкцияларды төмөнкү топтор боюнча бөлүштүрүүнү кабыл алуу керек:

1 - болот аркандан жана ар кандай конфигурациядагы чынжырдан жасалган тарткычтар, антенна полотнорунун жүк көтөрүүчү жон аркандар жана антенна зымдары; мачталардын жана антенна полотнорунун тарткычтарынын элементтери (механикалык тетиктер), тарткычтарды пайдубалдарга жана болот тирөөчтөрдүн стволдоруна бекитүүчү тетиктер; фланецтер жана мачталардын жана мунаралардын стволдорунун элементтеринин фланецтери, анын ичинде тирөөчү фланецтери жана байтүптөрдү кошкондо;

2 - мачталардын жана мунаралардын катуу дубалдуу жана торчолуу стволдору, тор, мунара тирөөчтөрүнүн стволдорунун диафрагмалары;

3 - тепкичтер, өткөөл аянтчалар; антенна жабдууларын бекитүүчү металл конструкциялары.

Бирикмелер үчүн материалдар 5 - бөлүмгө ылайык, материалдардын жана бирикмелердин ченемдик жана эсептик каршылыктары 6-бөлүмгө жана В жана Г тиркемелерине ылайык кабыл алынышы керек.

17.2 Антенна полотнорунун тарткычтары жана элементтери үчүн СС тобу боюнча цинктелген болоттон жасалган тегерек аркандарды, жүктүк буралбаган бир өрмөнү (спиралдуу) же металл өзөгү бар буралбай турган эки кайчылаш өрмөнү (тегерек эшилген) колдонуу керек, муну менен бирге спиралдык аркандарды 325 кН чейинки эсептик күчтө колдонуу керек. Аркандарга 1-маркадагы эң чоң диаметрлүү болоттон жасалган тегерек зым колдонулушу керек. Орто жана жогорку агрессивдүү чөйрө үчүн – СС тобунун аркандарына болгон талаптар менен ЖС тобу боюнча цинктелген аркандарды колдонуу керек. Аркандардын учтарында жайгашкан жумшак цинктелген зым боолордун узундугу 25% га көбөйгөндө, буралуучу аркандарды колдонуу керек.

Камтылган жаңгак тибиндеги изоляторлору бар тарткычтар үчүн, эгерде радиотехникалык талаптарга жол берилсе, металл эмес өзөктүү болот аркандарды колдонуу керек.

Тегерек зым аркандардын жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгүнөн ашкан күч-аракети бар тарткычтар үчүн зет түрүндөгү жана шына түрүндөгү цинктелген зымдардан жасалган жабык типтеги болот аркандарды колдонуу керек.

17.3 Болот аркандардын учтары стакандарда же муфталарда ЦАМ9-1,5Л цинк эритмесин куюп бекитилиши керек.

17.4 Антенна полотнолорунун элементтери үчүн зымдарды Б.2 таблицага ылайык колдонуу керек. Жез зымдарды технологиялык зарылчылык болгон учурларда гана колдонууга жол берилет.

17.5 Чубалгылардын жана зымдардын чоюлушуна эсептелген каршылыктын (күчтүн) мааниси мамлекеттик стандарттарда белгиленген, материал боюнча ишенимдүүлүк коэффициентине γ_m бөлүнгөн үзүлүү күчүнүн маанисине барабар кабыл алынышы керек:

алюминий жана жез зымдары үчүн $\gamma_m = 2,5$;

номиналдуу кесилиштерде болот алюминий зымдары үчүн, мм²:

16 жана 25 - $\gamma_m = 2,8$;

35-95 - $\gamma_m = 2,5$;

120 жана андан ашык - $\gamma_m = 2,2$;

биметалл болот зымдары үчүн $\gamma_m = 2,0$.

17.6 АК конструкцияларын эсептөөдө 4.3, 14-бөлүмдө жана 47-таблицада белгиленген иштөө шарттарынын коэффициенттерин кабыл алуу керек.

47-т а б л и ц а

Конструкциялардын элементтери	Иштөө шартынын коэффициенттери γ_c
Тордун алдын ала чыңалган элементтери	0,90
Фланецтер:	
шакекче тиби	1,10
башка типтери	0,90
Мачталардын тарткычтарынын болот аркандары же антенна полотнолорунун элементтери, төмөндөгү сандары боюнча:	
ярустагы 3-5 тарткыч же антенна полотносунун элементтери	0,80
ярустагы 6-8 тарткыч	0,90
ярустагы 9 жана андан көп тарткыч	0,95

Конструкциялардын элементтери	Иштөө шартынын коэффициенттери γ_c
Коуштун учтарын кыскычтар менен жамоо же втулкадагы так престөө	0,75
Коушка же изоляторго аркан өрүү	0,55
Тарткычтарды, антенна полотнорун, зымдарды, таканчыктарды тирөөч конструкцияларга жана анкердик пайдубалдарга бекитүү элементтери	0,90
Ийүү менен чоюп иштөөдө сайлуу бирикмеси жок анкердик тартмалар	0,65
Чоюуга иштеп жаткандагы көзөнөктөр	0,65
Болот аркандардын бекиткичтеринин жана бирикмелеринин деталдары:	
механикалык, допшулардын окторунан тышкары	0,80
бырышуудагы допшулардын октору	0,90

17.7 Тирөөчтөрдүн салыштырмалуу четтөөсү (бийиктикке карата) төмөнкү маанилерден ашпоого тийиш (долбоорлоого техникалык тапшырмада башка маанилер белгиленген тирөөчтөрдүн четтөөлөрүнөн тышкары):

1/100-шамал же муз жүктөм учурунда;

1/300-шамал жок болгон учурда антенна тирөөчкө бир тараптуу илингенде.

17.8 Конструкциялардын элементтеринин эсептик күчтөрдү өткөрүүчү монтаждык бирикмелери (анын ичинде фланецтүү) В тактык классындагы жана 8.8 жана 10.9 бекемдик класстарындагы буроолордо долбоорлонууга тийиш. Белгини өзгөртүүчү күч болгондо милдеттүү түрдө буроолорду күч менен тартуу (14.3.6 боюнча) же монтаждык ширетүү менен 8.8 жана 10.9 класстарындагы буроолордогу бирикмелерди кабыл алуу керек.

Монтаждык ширетүүнү же А тактык классындагы буроолорду колдонуу монтаждоочу уюм менен макулдашылышы керек.

17.9 250дөн ашык ийкемдүүлүктөгү раскостор кесилишкен торчолордогу кайчылашкан жерлерде бири-бирине бекитилиши керек.

Диафрагмалардын распоркаларынын жана технологиялык аянтчалардын элементтеринин вертикалдуу жана горизонталдуу тегиздикте бүктөлүшү 1/250 аралык бөлүгүнөн ашпоого тийиш.

17.10. Диафрагманын торчолуу тирөөчтөрүнүн конструкцияларында алардын ортосундагы тирөөчтүн секциясынын орточо кесилишинин үч өлчөмүнөн

ашпаган аралыкта, ошондой эле топтолгон жүктөмдөр жана жээктер сынган жерлерде орнотулушу керек.

17.11 Түтүк фланец бирикмелеринин буроолору мүмкүн болгон минималдуу диаметрдин бир тегерегине бирдей аралыкта жайгаштырылышы керек.

17.12 Бир түйүнгө жакындашкан фермалардын тор элементтери жээктин огуна алардын огу кесилишкен чекитте борборлоштурулушу керек. Раскостордун фланецтерге туташкан жерлерде алардын борборлоштуруусу жээктин туурасынан кеткен кесилишинин үчтөн биринен ашпоого тийиш. Чоңурак өлчөмгө борборлоштурууда элементтер түйүндүү моменттерди эске алуу менен эсептелиши керек.

Тегерек болоттон жасалган раскосторду бекитүү үчүн оюлган фасонкаларда раскостун диаметринен 1,2 эсе чоң диаметрдеги көзөнөктү тешүү керек.

17.13 Торлуу сөңгөгү бар мачталардагы тарткычтарды жээктердин жана тирөөчтөрдүн октору кесилишкен чекитке борборлоштуруу керек. Тарткычтардын шарттуу огу катарында хорда кабыл алынышы керек.

Тарткычтарды бекитүү үчүн листтик көзөнөктөр аларды ийилүүдөн сактоочу бекемдик кырлары менен бекемделиши керек.

Мачталардын сөңгөктөрүнүн кесилиштеринин транспорттук тыш өлчөмдөрүнө туура келбеген тарткычтарынын бекитүү түйүндөрүнүн конструкцияларын сөңгөктөгү өзүнчө кошумчаларда катуу тыш өлчөм диафрагма түрүндө долбоорлоо керек.

17.14 Мачталардын тарткычтарынын узундугун жөнгө салуу жана бекитүү үчүн кызмат кылуучу чоюлуучу түзүлүштөр (муфталар) анкердик түзүлүштөргө ийкемдүү аркан кошулма менен бекитилиши керек. Бой шакектин учтарынын ортосундагы аркан кошулманын узундугу аркандын 20 диаметринен кем болбошу керек.

17.15 АК элементтери үчүн бекемдик жана чарчоо сыноолорунан өткөн типтүү механикалык деталдар колдонулушу керек.

Чоюлган элементтердеги сай колдонуудагы ЧДга ылайык кабыл алуу керек (сайдын оюгун тегеректөө менен аткаруу).

17.16 Мачталардын тарткычтарында, горизонталдуу антенна полотнорунун зымдарында жана аркандарында термелүүнү басаңдатуу үчүн төмөнкү жыштыктагы (1-2,5 Гц) жана жогорку жыштыктагы (4-40 Гц) жупташкан рессордук типтеги термелүүнү басаңдатуучуларды ырааттуу орнотуу каралышы керек. Төмөнкү жыштыктагы басаңдатуучулар тарткычтын, зымдын же аркандын негизги тонунун жыштыгына жараша тандалышы керек. Аркандын учтарынан басаңдатуучулардын асма жерине чейинки s аралыкты төмөнкү формула боюнча аныктоо керек

$$s \geq 0,41 \cdot 10^{-3} d \sqrt{P/m}, \quad (215)$$

мында d – тарткычтын, зымдын же аркандын диаметри, мм;

m – аркандын, зымдын 1 м массасы, кг;

P – аркандагы, зымдагы алдын ала чоюлуу, Н.

Жогорку сапаттагы басаңдатуучулар төмөнкү жыштыктагылардан s аралыкта орнотулушу керек. Антенна полотнорунун зымдарынын жана аркандарынын аралыктары 300 метрден ашканда, басаңдатуучуларды эсептөөгө карабастан орнотуу керек.

"Галопирлөө" тибиндеги термелүүлөрдү басаңдатуу үчүн аркандын (зымдын) эркин узундугун чубалгылар менен өзгөртүү керек.

17.17 Радио байланыштын антенналык курулмаларын маркировкалоо жана бийиктиктеги тоскоолдуктарды жарык кылуу боюнча талаптарга ылайык боёш керек.

17.18 Тарткычтардын, изоляторлордун арматураларынын, ошондой эле метиздердин механикалык тетиктери цинктелген болушу керек.

18 Реконструкциялоодо имараттардын жана курулмалардын конструкцияларын долбоорлоо боюнча талаптар

18.1 Жалпы жоболор

18.1.1 Имараттардын жана курулмалардын конструкцияларынын калдык ресурсун бар болгон техникалык документтерди талдоонун, визуалдык, инструменталдык күбөлөндүрүүнүн, кемтиги бар же эксплуатациялоо процессинде бузулган конструкциялык элементтердин жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгүнө жана майышууларына текшерүүнүн эсептөөлөрүнүн негизинде баалоо керек. Имараттардын жана курулмалардын элементтеринин техникалык абалын күбөлөндүрүүнүн жыйынтыгында колдонуудагы ченемдик документтерге ылайык ченемдик, ишке жарамдуу, ишке жарамдуулугу чектелген авариялык абал аныкталууга тийиш.

18.1.2 Сакталуучу конструкциялардын иштөө шарттарын күчөтүүдө же өзгөртүүдө жок дегенде алардын ишке жарамдуу абалын камсыз кылуу керек.

Текшерүү жүргүзүүдөн тартып ишке жарамдуулугу чектелген абалда турган конструкцияларды бекемдегенге чейинки мезгилде зарыл болгон контроль менен камсыздалууга тийиш.

Конструкцияларды бекемдөөдө бекемдөөнүн элементтерин жана конструкцияларын сакталуучу конструкциялар менен, анын ичинде күч-аракеттерди жасалма жөнгө салууну жана конструкцияларды убактылуу бош

коюуну пайдаланууда биргелешкен ишке акырындап иштетүүнү камсыз кылуучу конструкциялык чечимдер жана иштерди аткаруунун методдору каралышы керек.

18.1.3 Мурда колдонулуп келген ченемдер жана техникалык шарттар боюнча долбоорлонгон конструкциялар үчүн, эгерде 15 жылдан кем эмес эксплуатациялоо мезгилинде аларда кемчиликтер жана бузулуулар пайда болбосо, андан аркы эксплуатациялоонун, жүктөмдүн жана таасир этүүнүн шарттары өзгөрбөсө, ал эми алар өзгөргөндө негизги элементтердеги күч-аракеттер көбөйбөсө, текшерүү эсебин жүргүзүүнү талап кылбайт.

18.2 Болоттун жана бирикмелердин эсептик мүнөздөмөлөрү

18.2.1 Конструкциялардын материалдык сапатын заводдук тастыктамалардын же үлгүлөрдү сыноонун натыйжалары боюнча баалоо керек. Сыноолор аткаруу документтери же тастыктамалары жок болгондо, алардагы маалыматтар жетишсиз болгондо же металлдын сапатынын төмөндүгүнөн келип чыккан бузулуулар табылганда аткарылышы керек.

18.2.2 Металлды изилдөөдө жана сыноодо төмөнкү көрсөткүчтөрдү аныктоо керек:

химиялык курам - В.2 таблица боюнча элементтердин массалык үлүшү (В тиркемеси);

чоюлуу сыноолорунда туруктуулук чеги, убакыт каршылыгы жана салыштырмалуу узаруусу (болоттун иштөө диаграммасын түзүү менен сыноолор жүргүзүлүшү керек);

В.1 таблица боюнча конструкциялардын тобуна жана эсептик температурага ылайык келген температуралар үчүн катуу илешкектиги (В тиркемеси);

айрым учурларда болоттун макро жана микро түзүлүштөр (атап айтканда, В тиркеменин 1 жана 2 - топтогу конструкциялары үчүн).

Кайнап жаткан жана бессемер болотторунда, ошондой эле күкүрт $S > 0,55\%$ же фосфор $P > 0,050\%$ камтылган башка көмүртектүү болоттордо катуу илешкектикти баалоого болбойт.

Саналып өткөн көрсөткүчтөрдү аныктоо үчүн үлгүлөрдү ала турган жерлер, үлгүлөрдүн саны жана кесилген жерлерди күчөтүү зарылдыгы конструкцияларга текшерүү жүргүзгөн уюм тарабынан белгиленет.

18.2.3 1950-жылга чейин жасалган конструкциялардын металлын изилдөө жана сыноо адистештирилген илимий-изилдөө институттарында жүргүзүлүшү керек, мында металлдын касиеттеринен тышкары болотту өндүрүү ыкмасы белгиленет: пудлинг, аба үйлөгөн конвертер (бессемер же томас), мартен же электрболот.

18.2.4 Прокаттын, ийилген профилдердин жана сакталуучу конструкциялардын түтүктөрүнүн эсептик каршылыгы 6.1 талаптарына ылайык дайындалышы керек, муну менен бирге, R_{yn} , R_{un} жана γ_m маанилери төмөндөгүчө кабыл алынышы керек:

1950-жылга чейин даярдалган металл конструкциялар үчүн – сыноодо алынган туруктуулуктун минималдуу маанилери жана убактылуу каршылык $\gamma_m=1,2$ боюнча;

R_y пудлинг болоту үчүн 170 Н/мм^2 ашык болбошу керек, конвертер, мартен жана электрболот үчүн - 210 Н/мм^2 ашпашы керек;

1950-жылдан кийин жасалган металл конструкциялары үчүн:

а) тастыктамасы болгон учурда - бул металл продукциясы даярдалган ЧДга белгиленген туруктуулук чегинин жана убактылуу каршылыктын минималдуу мааниси боюнча; $\gamma_m=1,15$ - 1982-жылга чейин даярдалган прокат үчүн; $\gamma_m=1,1$ - 1982-жылдан кийин даярдалган прокат үчүн; $\gamma_m=1,05$ - прокаттын касиеттерин контролдоонун статистикалык жол-жобосун колдонуучу ЧД боюнча 1988-жылдан кийин даярдалган прокат үчүн;

б) тастыктамасы жок болсо (18.2.2 ылайык металлды изилдөөнүн натыйжалары боюнча, ошондой эле прокаттын түрү жана курулуш убактысы жөнүндө маалыматтар боюнча болоттун маркасын жана бул металл продукциясы даярдалган ченемдик документти аныктоо керек) - бул продукция үчүн ченемдик документте белгиленген туруктуулук чегинин жана убактылуу каршылыгынын минималдуу маанилери боюнча $\gamma_m=1,15$;

в) болотту идентификациялоо мүмкүн болбогон учурларда - сыноолордун минималдуу натыйжалары боюнча, $\gamma_m=1,15$; $R_y 210 \text{ н/мм}^2$ ден ашпашы керек.

18.2.5 Сакталуучу конструкциялардын реконструкцияланууга же күчөтүлүүгө тийиш болгон ширетилген бирикмелеринин эсептик каршылыгы конструкцияларда колдонулган болоттун маркасын, ширетүүчү материалдарды, ширетүүнүн түрлөрүн, жиктердин абалын жана аларды контролдоо ыкмаларын эске алуу менен дайындоо керек.

Ченемдерде белгиленген зарыл маалыматтар жок болгон учурда төмөндөгүлөрдү кабыл алуу керек:

бурчтуу жиктер үчүн $R_{wf}=R_{wz}=0,44R_{un}$; $\beta_f=0,7$ жана $\beta_Z=1,0$, муну менен бирге $\gamma_c=0,8$ эске алуу менен;

1972 – жылга чейин даярдалган конструкцияларда чоюлган улама жиктер үчүн $R_{wy}=0,55R_y$ жана $R_{wy}=0,85R_y$ – 1972-жылдан кийин. Ширетилген

бирикмелердин жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгүн конструкциядан алынган үлгүлөрдү сыноонун жыйынтыгы боюнча тактоо керек.

18.2.6 Буроолордун кесилишине жана чоюлушуна, ошондой эле буроолор менен бириктирилүүчү элементтердин бырышуусуна эсептелген каршылыктар 6.5 ылайык аныкталышы керек. Эгерде буроолордун бекемдик классын аныктоо мүмкүн болбосо, анда бир буроолуу бирикмелердин эсептик каршылыктарынын маанилерин $R_{bs}=150 \text{ Н/мм}^2$ жана $R_{bt}=160 \text{ Н/мм}^2$ кабыл алуу керек.

18.2.7 Бөрктөмө бирикмелеринин эсептик каршылыгы 48-таблица боюнча кабыл алынышы керек.

Эгерде аткаруу документтеринде көзөнөктөрдүн пайда болуу ыкмасы жана бөрктөмөлөрдүн материалы жөнүндө көрсөтмөлөр жок болсо жана аларды колдо болгон маалыматтар боюнча аныктоо мүмкүн болбосо, эсептик каршылыктарды Ст2 маркасындагы болоттордон жасалган С тобундагы бөрктөмөлөрдөгү бирикмелер үчүн катарында 48-таблица боюнча кабыл алуу керек.

Бөрктөмө бирикмелерин эсептөө $R_{bs}=R_{rs}$; $R_{bp}=R_{rp}$; $R_{bt}=R_{rt}$; $A_b=A_{bn}=A_r=0,785 d_r^2$; $\gamma_b=1$; $d_b=d_r$ кабыл алуу менен 14.2.9-формуларга ылайык аткарылышы керек.

48-т а б л и ц а

Чыңалган абал	Шарттуу белги	Бирикменин тобу	Бөрктөмө бирикменин эсептик каршылыгы, Н/мм ²		
			маркасындагы болоттордон жасалган бөрктөмөлөрдүн кесилишине жана чоюлушуна		Бириктирилүүчү элементтердин бырышына
			Ст2, Ст3	09Г2	
Кесилүү	R_{rs}	В	180	220	-
		С	160	-	-

Чыңалган абал	Шарттуу белги	Бирикменин тобу	Бөрктөмө бирикменин эсептик каршылыгы, Н/мм ²		
			маркасындагы болоттордон жасалган бөрктөмөлөрдүн кесилишине жана чоюлушуна		Бириктирилүүчү элементтердин бырышына
			Ст2, Ст3	09Г2	
Чоюлуу (башынын узарышы)	R_{rt}	В, С	120	150	-
Бырышуу	R_{rp}	В С	- -	- -	$R_{rp}=2R_y$ $R_{rp}=1,7R_y$
Э с к е р т ү ү л ө р 1 В тобуна бөрктөмөлөр бириктирилген элементтерде же деталдарда кондукторлор боюнча бургуланган көзөнөктөрдө салынган бирикмелерди; С тобуна - бөрктөмөлөр басып тешилген же айрым деталдарда кондукторсуз бургуланган бирикмелерди киргизүү керек. 2 Жашырылган же жарым-жартылай жашырылган бөрктөмөлөрдү колдонууда бөрктөмөлүү бирикмелердин кесүүгө жана бырышууга болгон эсептик каршылыгын 0,8 коэффициентине көбөйтүү менен төмөндөтүү керек. Көрсөтүлгөн бөрктөмөлөрдү чоюуга иштетүүгө жол берилбейт.					

18.3 Конструкцияларды бекемдөө

18.3.1 -45°C эсептик температурасында эксплуатациялануучу жана кайнап жаткан аз көмүрөктүү болоттон, ошондой эле сыноонун жыйынтыгы боюнча катуу илешкектик мааниси В тиркемесинин талаптарына ылайык конструкциялардын топтору үчүн болоттор боюнча мамлекеттик стандарттарда кепилденгенден төмөн болгон башка болоттор жасалган конструкциялар, бул болоттордун элементтериндеги чыңалуу реконструкцияга чейинки мааниден ашпаган шартта бекемдөөгө же алмаштырууга жатпайт. Эгерде конструкцияларды эксплуатациялоо көрсөтүлгөн шартка ылайык келбесе, аларды пайдалануу, бекемдөө же алмаштыруу жөнүндө чечим корутундунун негизинде кабыл алынышы керек.

18.3.2 Конструкциянын эсептик схемасы анын чыныгы ишинин өзгөчөлүктөрүн, анын ичинде геометриялык форманын иш жүзүндөгү четтөөлөрүн, кесилиштеринин өлчөмдөрүн, бекитүү шарттарын жана элементтердин биригүү түйүндөрүн аткарууну эске алуу менен кабыл алынышы керек.

Конструкциялардын элементтеринин жана алардын бирикмелеринин текшерүүчү эсептери табылган кемчиликтерди жана бузулууларды, коррозиялык эскирүүнү, биригүүнүн жана таянуунун иш жүзүндөгү шарттарын эске алуу менен аткарылышы керек. 1-таблицанын 4 жана 5-позициялары үчүн иштөө шарттарынын $\gamma_c=1,0$ коэффициентин кабыл алуу менен элементтерди эсептөө майышкан схема боюнча аткарылышы керек.

18.3.3 15.7.1-15.7.5, 17.2 талаптарын жана 7-9, 11-14-бөлүмдөрүн, ошондой эле вертикалдуу ийилүүлөрдү чектөө боюнча КЧЖЭ 2.01.07 талаптарын канааттандырбаган конструкциялар ушул бөлүмчөдө көрсөтүлгөндөн башка учурларда бекемделиши же алмаштырылышы керек.

Элементтердин жана бирикмелердин колдонуудагы стандарттар жана КР КЧЖЭ 52-01 жол берген геометриялык формасынан, номиналдуу өлчөмдөрүнөн ашкан, бирок кадимки пайдаланууга тоскоолдук кылбаган четтөөлөр 18.3.2 талаптарын эске алуу менен конструкциялардын жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгү камсыз кылынган шартта четтетилбейт.

18.3.4 Конструкциялардын элементтерин бекемдөөнүн кереги жок, эгерде:

алардын вертикалдуу жана горизонталдуу бурулуштары жана жылышуулары КЧЖЭ 2.01.07 тарабынан белгиленген чектик маанилерден ашса, бирок технологиялык талаптарга жараша кадимки иштөөгө тоскоолдук жаратпаса;

алардын ийкемдүүлүгү 10.4 белгиленген чектик маанилерден ашса, бирок конструкциялардын абалынын четтөөсү КР КЧЖЭ 52-01 белгиленген маанилерден ашпаса жана элементтердеги күч-аракеттер андан ары эксплуатациялоо процессинде, ошондой эле мындай элементтерди колдонуу мүмкүндүгү эсептөө же сыноолор менен текшерилген учурларда көбөйбөсө.

18.3.5 Конструкцияларды бекемдөөдө алдын ала чыңалуунун жана күч-аракеттерди активдүү жөнгө салуунун мүмкүнчүлүгүн (анын ичинде ширетүүнүн, конструкциялык жана эсептик схемалардын өзгөрүүсүнүн эсебинен), ошондой эле колдонуудагы нормаларга ылайык болоттун серпилгичтүү пластикалык ишин, жука дубалдуу элементтердин жана конструкциялардын каптоолорунун кооптуу иштөөсүн эске алуу керек.

18.3.6 Бекемдөө конструкциялары жана аны аткаруу ыкмалары бекемдөө процессинде элементтердин керексиз кошумча майышууларын 4.3.5 ылайык азайтуу боюнча чараларды карашы керек.

Бекемдөө боюнча иштерди аткаруу процессинде конструкциялардын жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгү буроолор үчүн кошумча көзөнөктөр менен кесилиштердин начарлашынын таасирин жана ширетүүнүн таасирин эске алуу менен камсыз кылынышы керек.

Элементтердин жүктөм даражасына жараша конструкцияны бекемдөө толук жүктөм, жүктөмдө жарым-жартылай алып салуу же толук алып салуу менен жүргүзүлүшү керек.

18.3.7 Үзгүлтүктүү фланк жиктери агрессивдүү эмес же аз агрессивдүү чөйрөдө минус 45°C кем эмес эсептик температурада иштетилген, бекемдүү деталдары менен учурдагы конструкциянын биргелешип иштешин камсыз кылуу үчүн 3 жана 4-топтогу конструкцияларда (В тиркемесине ылайык) колдонулат.

Бурчтук жиктерди колдонуунун бардык учурларында минималдуу зарыл болгон катеттер дайындалышы керек. Жиктердин акыркы бөлүктөрү аралык бөлүктөрдөгү катеттерге караганда чоңураак катет менен долбоорлонушу керек жана эсептөөгө ылайык өлчөмдөрүн белгилөө керек.

18.3.8 Конструкциялардын элементтерин бекемдөөдө комбинацияланган бирикмелер колдонулат: А тактык классындагы фрикциялык бөрктөмө же буроолор менен бөрктөмө.

18.3.9 Конструкциялардын 1, 2, 3 же 4 (В тиркемесине ылайык) топторунун ширетүүнүн натыйжасында ысыктын күчөшүнөн бузулууга дуушар болгон элементтеринде σ_d эсептик чыңалуу 0,2 R_y ; 0,4 R_y ; 0,6 R_y же 0,8 R_y маанилеринен ашпоого тийиш.

σ_d чыңалуу конструкциялардын иш жүзүндөгү абалын эске алуу менен бекемделбеген кесилиш үчүн бекемдөө убагында аракеттенүүчү жүктөмдөрдөн аныкталышы керек (кесилиштердин начарлашы, элементтин ийилүүсү ж.б.).

Көрсөтүлгөн чыңалуулардан ашкан учурда конструкциялардан жүктөмдү алуу же убактылуу тирөөчтөрдү коюу зарыл.

18.3.10 Конструкцияларды бекемдөөнүн негизги жолдору төмөндөгүлөр:
конструкциялардын айрым элементтеринин туурасынан кеткен кесилишинин аянтын көбөйтүү;

бүткүл каркастын же анын айрым элементтеринин конструкциялык схемасын өзгөртүү;

чыңалууну жөнгө салуу.

Бул ыкмалардын ар бири өз алдынча же башкалар менен айкалышып колдонулат.

18.3.11 Кесилишти көбөйтүү жолу менен бекемделген конструкциялардын элементтерин эсептөөдө конструкциялык материалдардын жана бекемдөөнүн ар кандай эсептик каршылыгын эске алуу керек. Эгерде алар 15% дан ашыкка

айырмаланбаса, алардын кичинесине барабар болгон бир эсептик каршылык кабыл алынышы керек.

18.3.12 Кесилиштерди көбөйтүү ыкмасы менен бекемделген элементтердин бекемдигин жана туруктуулугун эсептөө бекемдөө учурунда элементте болгон чыңалууларды эске алуу менен (конструкциялардан жүктөмдү алууну эске алуу менен) аткарылышы керек. Муну менен бирге, элементтердин баштапкы ийилүүлөрү, бекемделген кесилиштин оордук борборунун жылышуусу жана ширетүүдөн келип чыккан ийилүүлөр эске алынышы керек.

Борбордук кысууда жана ийип кысууда элементтердин туруктуулугун текшерүүдө ширетүүдөн келип чыккан ийилүү иштөө шарттарынын кошумча коэффициентин $\gamma_{c,ad} = 0,8$ киргизүү менен эске алынышы керек.

18.3.11 ылайык бир эсептик каршылык кабыл алынган элементтердин бекемдигин текшерүүнү, (50), (51) жана (105) формулалары боюнча эсептөөдөн тышкары, бекемдөөгө чейинки чыңалууларды эске албастан, толук эсептик күч-аракетке аткарылышы керек, ал эми устундардын дубалдарын жергиликтүү туруктуулукка текшерүүдө иштөө шарттарынын кошумча коэффициенти $\gamma_{c,ad} = 0,8$ колдонулушу керек.

18.3.13 Кесилиштерди көбөйтүү ыкмасы менен бекемделүүчү конструкциялардын элементтеринин бекемдигине эсептөөнү төмөнкү формулалар боюнча аткаруу керек:

а) борборлоштурулуп чоюлган симметриялуу бекемделүүчү элементтер үчүн - (5);

б) борборлоштурулуп кысылган симметриялуу бекемделүүчү элементтер үчүн

$$N / (AR_y \gamma_N \gamma_c) \leq 1, \quad (216)$$

мында $\gamma_N = 0,95$ – ширетүүнү колдонбостон бекемдөөдө колдонулуучу коэффициент;

$\gamma_N = 0,95 - 0,25 \sigma_d / R_y$ – ширетүүнү колдонуу менен бекемдөөдө колдонулуучу коэффициент;

в) симметриялуу эмес бекемделүүчү борборлоштурулуп чоюлган, борборлоштурулуп кысылган жана борбордон тышкары кысылган элементтер үчүн

$$\frac{1}{R_y \gamma_M \gamma_c} \left(\frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} \right) \leq 1, \quad (217)$$

мында $\gamma_M = 0,95$ - 1-топтогу конструкциялар үчүн коэффициент;

$\gamma_M = 1$ - 2, 3 жана 4-топтогу конструкциялар үчүн коэффициент;

$N/(AR_y) \geq 0,6$ болгондо $\gamma_M = \gamma_N$ кабыл алуу керек, бул жерде γ_N (216)

формула боюнча аныктоо керек.

M_x жана M_y ийилүүчү моменттер бекемделген кесилиштин негизги окторуна карата аныкталышы керек.

18.3.14 Моменттердин аракет тегиздигинде бүтүн кесилиштин кысылган элементтеринин туруктуулугун эсептөө төмөнкү формула боюнча аткарылат

$$N / (\varphi_e A R_{y,ef} \gamma_c) \leq 1, \quad (218)$$

мында A – бекемделген кесилиштин аянты;

$\gamma_c = 0,9$ ашык эмес кабыл алынуучу иштөө шартынын коэффициенти.

φ_e – бекемделген элементтин шарттуу ийкемдүүлүгүнө жана берилген салыштырмалуу эксцентриситетке $m_{ef} = \eta m_f$, жараша Д.3 таблица боюнча аныкталуучу коэффициент (Д тиркемеси), η – Д.2 таблицасы боюнча кесилиштин формасынын таасир этүү коэффициенти (Д тиркемеси);

$$m_f = e_f (A / W_c), \quad (219)$$

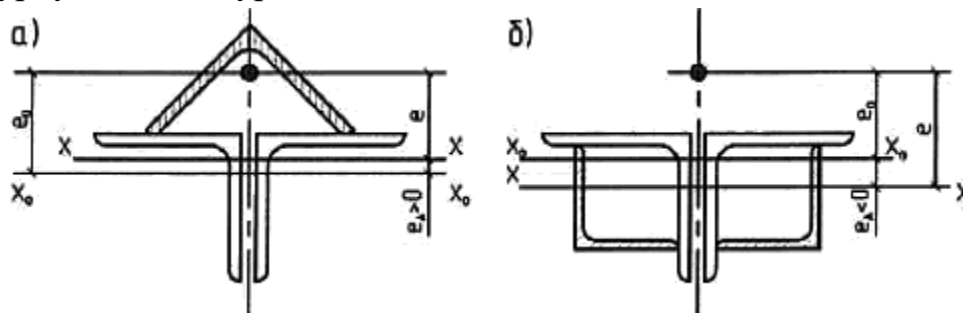
бул жерде W_c – көбүрөк кысылган була үчүн каршылык моменти;

e_f – эквиваленттүү эксцентриситет, ал бекемделген өзөктүн иштөө өзгөчөлүктөрүн эске алат жана төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$e_f = e + f_{жс} + k_w f_w, \quad (220)$$

мында e – бекемделгенден кийин бекемделген кесилиштин борбордук огуна карата узунунан кеткен күчтүн эксцентриситети; узунунан кеткен күчтүн эксцентриситети өзгөрүүсүз калган учурларда анын мааниси $e = e_0 - e_A$ туюнтмасы менен аныкталат, мында e_A - өз белгиси менен кабыл алынуучу, бекемдөөдө кесилиштин оордук борборунун жылышуусу (23,а) жана б) сүрөт);

ийилүү менен кысылган жалпы учурда, ошондой эле бекемделгенден кийин кошумча узунунан же туурасынан кеткен күчтөр колдонулган учурда e чоңдугу $e=M/N$ туюнтмасы менен аныкталат, мында M - бекемделген кесилиштин борбордук огуна карата эсептик момент; борбордук кысылган (алгачкы) элемент e_0 катарында симметриялуу эмес бекемделгенде кокустан болгон эксцентриситет эң жагымсыз учурду эске ала тургандай белги менен эске алынат;



23-сүрөт - Оң (а) жана терс (б) маанилерде узунунан кеткен күчтүн эксцентриситетин аныктоодо

$f_{жс}$ – төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$f_{жс} = f_0 \left(1 - \alpha_N \frac{\sum L_r}{L_0 + \sum L_r} \right), \quad (221)$$

бул жерде f_0 – бекемделип жаткан элементтин баштапкы бүгүлүүсү; кысылган өзөктөрдүн туруктуулугуна карата эсептөөлөрдө f_0 мааниси эсептелген баштапкы жүктөмдөрдөн; майышууга болгон эсептөөлөрдө - ченемдик баштапкы жүктөмдөрдөн аныкталат;

$\sum L_r$ – ийилүү тегиздигине перпендикуляр болгон өздөрүнүн борбордук окторуна салыштырмалуу бир учурда кошулган бекемдөө элементтеринин инерция моменттеринин суммасы;

$\alpha_N = N_{\Sigma} / (N_{\Sigma} - N_0)$ - узунунан кеткен күчтүн таасирин эске алган коэффициент;

ийилген элементтерди эсептөөдө $\alpha_N = 1$;

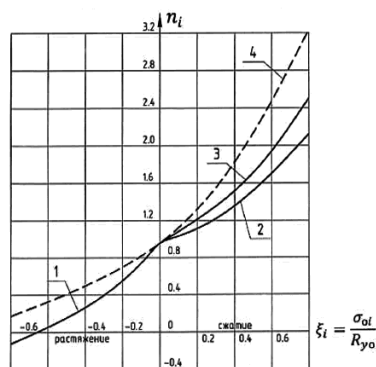
майышууну күчөтүүчү элементтердин $(\sum L_r / L < 0,1)$ өздүк инерция моменттеринин кичинекей маанилеринде $f_{жс} = f_0$ эсепке алынбайт;

бекемдөө элементтерин бекемделип жаткан элементтин жалпак беттерине, мисалы, ийилүү тегиздигине параллель бириктирүүдө $f_{жс} = f_0$ кабыл алынат;

f_w - бекемдөө элементтерин ширетүүнүн натыйжасында пайда болгон кошумча калдык ийилүү, төмөнкү формула боюнча аныкталат

$$f_w = \alpha_N a \frac{V l_0^2}{8l} \sum n_i y_i, \quad (222)$$

бул жерде a – анын акыркы участокторунун узундугун эске алынгандагы негизги жиктин орточо үзгүлтүк коэффициенти, (бүтүн жиктерде $a=1$); $V=0,04 k_f^2$ – элементти жалгыз жик салуудан узунунан кыскартуу параметри; k_f – жиктерди байланыштыруучу катет, см; $l_0=l_{ef}$ – элементтин ийилүү тегиздигиндеги эсептик узундугу (жалгыз аралыктагы устундар үчүн l_0 – устундун аралыгы); y_i – i жиктен бекемделген кесилиштин борбордук огуна чейинки өз белгиси менен кабыл алынуучу аралык; n_i – элементтин баштапкы чыңалуу-майышкан абалын жана анын бекемдөө схемасын эске алуучу жана элементтин көп жүктөлгөн кесилишиндеги i жиктин зонасындагы баштапкы чыңалуунун деңгээлин мүнөздөөчү $\xi_i = \sigma_{0i} / R_{y0}$ – коэффициентке көз каранды болгон коэффициент (24 - сүрөт).



1 – кесилиштин чоюлган зонасында; 2- туруктуулукту эсептөөдө кысылган зонада; 3-майышууну эсептөөдө кысылган зонада; 4-эки тараптуу жиктерди салуу менен байланышкан бекемдөө схемаларында кесилиштин чоюлган жана кысылган зоналарында

24-сүрөт – жиктер болгон учурдагы $n(\xi)$ көз карандуулук

Эгерде ширетилүүчү бүктөм f_w жүктөмдү алуучу фактор болуп саналса (f_w белгиси $(c+f_{ж})$ сумма белгиси менен дал келбейт) жана эквиваленттик эксцентриситеттин абсолюттук чоңдугунун азайышына алып келсе, анда k_w мааниси 0,5 ке барабар; андай болбосо $k_w=1$ деп кабыл алынат.

18.3.15 Борбордук кысуу жана ийүү менен кысуу учурунда элементтердин туруктуулугун эсептөөдө жалпысынан бекемделген кесилиш үчүн төмөнкү формула боюнча эсептелүүчү эсептик каршылыктын берилген мааниси кабыл алынышы керек

$$R_{y,ef} = R_y \sqrt{k}, \quad (223)$$

мында – 18.2.4 талаптарына ылайык аныкталуучу негизги металлдын эсептик каршылыгы;

k – төмөнкү формула боюнча эсептелинуучу коэффициент

$$k = \left[\frac{R_{ya}}{R_y} \left(1 - \frac{A}{A_a} \right) + \frac{A}{A_a} \right] \left[\frac{R_{ya}}{R_y} \left(1 - \frac{L}{L_a} \right) + \frac{L}{L_a} \right]. \quad (224)$$

Бул жерде R_{ya} – бекемдөө металлынын болжолдуу каршылыгы;

A , L – туруктуулукту текшерүү тегиздигине перпендикуляр болгон огуна карата элементтин бекемделбеген кесилишинин аянты жана инерция моменти;

A_a , L_a – ошондой эле, жалпысынан элементтин бекемделген кесилишинин.

18.3.16 14.1.7, 14.1.10, 14.2.2, 15.1, 15.2.1, 15.2.3, 15.3.3-15.3.5, 15.4.2, 15.4.5, 15.5.2, 15.5.4, 15.11.1, 16.14, 16.16, 17.8-17.11, 17.16 талаптарынан четтөө менен жасалган учурдагы болот конструкциялары бекемдөөнү талап кылбайт, төмөндөгү шартта:

конструкциянын элементтеринде ушул четтөөлөрдөн келип чыккан бузулуулар жок болгондо;

конструкцияларды эксплуатациялоо шарттарынын жагымсыз жагына өзгөртүүлөр жокко чыгарылганда;

жүк көтөрүү жөндөмдүүлүгү жана катуулугу 18.3.2, 18.3.4, 18.3.9 талаптарын эске алуу менен эсептөөдө негизделген;

12.1.1, 12.1.3 жана 13-бөлүмдүн талаптары жайылтылган конструкциялардын чарчоо жана морттук бузулушун алдын алуу боюнча иш-чаралар аткарылганда.

Бул шарттар аткарылганда борбордоштурулуп кысылган элементтердин туруктуулугун текшерүү үчүн кесилиштин "с" тибинин ордуна "b" тибин кабыл алуу керек (7 жана Д.1 таблицаларды караңыз (Д тиркемеси)).

А тиркеме

Чондуктарды белгилөөнүн негизги тамгалары

- A – кесилиштин брутто аянты;
 A_{bn} – буроо кесилишинин нетто аянты;
 A_d – раскостордун кесилишинин аянты;
 A_f – текче (жээк) кесилишинин аянты;
 A_n – кесилиштин нетто аянты;
 A_w – дубалдын кесилишинин аянты;
 A_{wf} – бурч жиктин металлы боюнча кесилиштин аянты;
 A_{wz} – эритүү чегинин металлы боюнча кесилиштин аянты;
 B – бимомент, ийилип буралган бимомент;
 E – серпилүү модулу;
 F – күч;
 G – жылышуу модулу;
 I – брутто кесилиштин инерция моменти;
 I_b – бутактын кесилишинин инерция моменти;
 $L_m; L_d$ – ферманын жээгинин жана раскосторунун инерция моменттери;
 L_r – кырдын, планканын кесилишинин инерция моменти;
 L_{rl} – узунунан кеткен кырдын кесилишинин инерция моменти;
 L_t – бош буралуудагы инерция моменти;
 $L_x; L_y$ – x - x жана y - y окторуна карата брутто кесилиштин инерция моменттери;
 $L_{xn}; L_{yn}$ – ошондой эле, нетто кесилиш;
 $L \omega$ – кесилиштин инерциясынын сектордук моменти;
 $L \omega n$ – ошондой эле, нетто кесилиш;
 M – момент, ийилүүчү момент;
 $M_x; M_y$ – x - x жана y - y окторуна карата моменттер;
 N – узунунан кеткен күч;
 N_{ad} – кошумча күч-аракет;
 N_{bm} – колонна бутагындагы моменттен узунунан кеткен күч;
 Q – туурасынан кеткен күч, жылышуу күчү;
 Q_{fic} – бириктирүүчү элементтер үчүн шарттуу туурасынан кеткен күч;
 Q_s – бир тегиздикте жайгашкан планкалардын системасына туура келген шарттуу туурасынан кеткен күч;
 R_{ba} – пайдубалдык буроолордун чоюлууга эсептик каршылыгы;
 R_{bp} – бир буроолуу бирикменин бырышууга эсептик каршылыгы;
 R_{bs} – бир буроолуу бирикменин кесүүгө эсептик каршылыгы;

R_{bt} – бир буроолуу бирикменин чоюлууга эсептик каршылыгы;

R_{bun} – буроолого карата улуттук стандарттар жана техникалык шарттар боюнча убакыттык каршылыкка σ_B барабар кабыл алынган буроонун болотунун ченемдик каршылыгы;

R_{bu} – U-түрдүү буроолордун чоюлууга эсептик каршылыгы;

R_{byn} – буроолого карата улуттук стандарттар жана техникалык шарттар боюнча σ_T туруктуулук чегине барабар кабыл алынган буроонун болотунун ченемдик каршылыгы;

R_{cd} – катоктордун диаметрдык кысылышына эсептелген каршылык (кыймылы чектелген конструкцияларда эркин тийүүдө);

R_{dh} – жогорку бекем зымдын чоюлууга эсептик каршылыгы;

R_{lp} – катуу тийгенде цилиндрдик допшуларда (цапфаларда) жергиликтүү бырышууга эсептик каршылык;

R_p – болоттун алдыңкы бетинин бырышууга эсептик каршылыгы (жалгашуулар бар болсо);

R_s – болоттун жылышууга эсептик каршылыгы;

R_u – убактылуу каршылык боюнча болоттун чоюууга, кысууга, ийүүгө эсептик каршылыгы;

R_{un} – болотко болгон улуттук стандарттар жана техникалык шарттар боюнча минималдуу мааниге σ_B барабар кабыл алынган болоттун убактылуу каршылыгы;

R_v – болоттун чарчоого эсептик каршылыгы;

R_{wf} – бурч жиктердин жиктин металлы боюнча кесүүгө (шарттуу) эсептик каршылыгы;

R_{wu} – убактылуу каршылык боюнча улама ширетилген бирикмелердин чоюлууга, кысылууга, ийилүүгө эсептик каршылыгы;

R_{wun} – убактылуу каршылык боюнча жик металлынын ченемдик каршылыгы;

R_{ws} – улама ширетилген бирикмелердин жылышууга эсептик каршылыгы;

R_{wy} – улама ширетилген бирикмелердин туруктуулук чеги боюнча чоюлууга, кысылууга, ийилүүгө эсептик каршылыгы;

R_{wz} – бурч жиктердин эритме чегинин металлы боюнча кесүүгө (шарттуу) эсептик каршылыгы;

R_y – болоттун туруктуулук чеги боюнча чоюлууга, кысылууга, ийилүүгө эсептик каршылыгы;

R_{yf} – ошондой эле, текче үчүн (жээк);

R_{yw} – ошондой эле, дубал үчүн;

R_{yn} – болотко болгон улуттук стандарттар жана техникалык шарттар боюнча туруктуулук чегинин маанисине σ_T барабар кабыл алынган болоттун туруктуулук чеги;

S – брутто кесилишинин жыла турган бөлүгүнүн нейтралдуу огуна карата статикалык моменти;

W_x ; W_y – брутто кесилишинин x - x жана y - y окторуна карата каршылык моменттери;

W_c ; W_t – кысылган жана чоюлган текчелер үчүн кесилиштин каршылык моменттери;

W_{xn} ; W_{yn} – нетто кесилишинин x - x жана y - y окторуна карата каршылык моменттери;

W_{ω} – брутто кесилишинин каршылыгынын сектордук моменти;

$W_{\omega n}$ – нетто кесилишинин каршылыгынын сектордук моменти;

$W_{c\omega}$; $W_{t\omega}$ – кесилиштин көбүрөөк кысылган жана чоюлган жери үчүн кесилиштин каршылыгынын сектордук моменти;

b – туурасы;

b_{ef} – эсептик туурасы;

b_f – текченин (жээктин) туурасы;

b_r – кырдын асманын чыгып турган бөлүгүнүн туурасы;

c_x ; c_y – x - x , y - y окторуна карата ийилгенде пластикалык майышуулардын өнүгүшүн эске алуу менен эсептөө үчүн коэффициенттер;

d – буроонун көзөнөгүнүн диаметри;

d_b – буроонун өзөгүнүн сырткы диаметри;

e – күчтүн эксцентриситети;

h – бийиктиги;

h_{ef} – дубалдын эсептик бийиктиги;

h_w – дубалдын бийиктиги;

i – кесилиштин инерциясынын радиусу;

i_{min} – кесилиштин инерциясынын аз радиусу;

i_x ; i_y – x - x , y - y окторуна карата кесилиштин инерциясынын радиусу;

k_f – бурчтуу жиктин катети;

l – узундугу, аралык;

l_c – мамынын, колоннанын, распорканын узундугу;

l_d – раскостун узундугу;

l_{ef} – эсептелген узундук;

l_m – ферманын же колоннанын жээгинин панелинин узундугу;

l_s – планканын узундугу;

l_w – ширетилген жиктин узундугу;

$l_x; l_y$ – x - x , y - y окторуна перпендикуляр тегиздиктердеги элементтин эсептик узундугу;

m – салыштырмалуу эксцентриситет, $m=eA/W_c$;

r – радиус;

t – калыңдыгы;

t_f – текченин (жээктин) калыңдыгы;

t_w – дубалдын калыңдыгы;

α_f – текченин (жээктин) жана дубалдын кесилиштеринин аянттарынын катышы, $\alpha_f = A_f / A_w$;

$\beta_f; \beta_z$ – жик металлы жана эритме чегинин металлы боюнча бурч жикти эсептөө үчүн коэффициенттер;

γ_b – буроолуу бирикменин шартуу иштөөсүнүн коэффициенти;

γ_c – шартуу иштөөнүн коэффициенти;

γ_f – жүктөм боюнча ишенимдүүлүк коэффициенти;

γ_m – металл боюнча ишенимдүүлүк коэффициенти;

γ_n – жоопкерчилик боюнча ишенимдүүлүк коэффициенти;

γ_u – убактылуу каршылык боюнча эсептөөлөрдөгү ишенимдүүлүк коэффициенти;

γ_s – системанын туруктуулугу боюнча ишенимдүүлүк коэффициенти;

η – кесилиштин формасынын таасир этүүсүнүн коэффициенти;

λ – ийкемдүүлүк, $\lambda = l_{ef} / i$;

$\bar{\lambda}$ – шарттуу ийкемдүүлүк, $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$;

λ_{ef} – өтмө кесилиштин өзөгүнүн берилген ийкемдүүлүгү;

$\bar{\lambda}_{ef}$ – өтмө кесилиштин өзөгүнүн шарттуу берилген ийкемдүүлүгү,
 $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y E}$;

$\bar{\lambda}_f$ – жээк асманын шарттуу ийкемдүүлүгү, $\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_y / E}$;

$\bar{\lambda}_{f,1}$ – жээк листтин шарттуу ийкемдүүлүгү, $\bar{\lambda}_{f,1} = (b_{ef,1} / t_f) \sqrt{R_y / E}$;

λ_w – дубалдын шарттуу ийкемдүүлүгү, $\bar{\lambda}_w(h_{ef}/t_w)\sqrt{R_y/E}$;

$\bar{\lambda}_{uf}$ – жээк асманын (жээк листтин) чектүү шарттуу ийкемдүүлүгү;

$\bar{\lambda}_{uw}$ – дубалдын чектүү шарттуу ийкемдүүлүгү;

λ_x ; λ_y – x - x , y - y окторуна перпендикуляр тегиздиктердеги элементтин эсептик ийкемдүүлүгү;

$|\sigma|$ – кадимки чыңалуунун абсолюттук чоңдугу;

σ_{loc} – жергиликтүү чыңалуу;

σ_x ; σ_y – x - x , y - y окторуна параллель болгон кадимки чыңалуу;

τ ; τ_{xy} – тийүүчү чыңалуу;

τ_x ; τ_y – x - x , y - y окторуна параллель болгон тийүүчү чыңалуу;

φ – борбордук кысуудагы туруктуулук коэффициенти;

$\varphi_{x(y)}$ – кысуудагы туруктуулук коэффициенти;

φ_b – ийүүдөгү туруктуулук коэффициенти;

φ_e – ийип кысуудагы туруктуулук коэффициенти;

φ_{exy} – эки тегиздикте ийип кысуудагы туруктуулук коэффициенти;

ω – сектордук координата.

Б тиркеме

Болот конструкциялары үчүн материалдардын физикалык мүнөздөмөлөрү

Б.1 т а б л и ц а – Болот конструкциялары үчүн материалдардын физикалык мүнөздөмөлөрү

Мүнөздөмөлөрү	Мааниси
Тыгыздыгы, кг/м: прокаттын жана болот куймалардын чоюн куймасы	7850 7200
Линиялык кеңейүүнүн коэффициенти α , °C ⁻¹	$0,12 \cdot 10^{-4}$
Серпилгичтик модулу E , Н/мм ²	
төмөнкү маркалардагы прокаттык болоттун, болот куймаларынын чоюн куймасынын:	$2,06 \cdot 10^{-5}$
СЧ15	$0,83 \cdot 10^{-5}$
СЧ20, СЧ25, СЧ30	$0,98 \cdot 10^{-5}$
бир боо жана бир тутам параллель зымдардын	$1,96 \cdot 10^{-5}$
болот аркандарынын:	
спиралдык жана жабык жүк көтөрүүчү	$1,67 \cdot 10^{-5}$
эки өрүмдүү	$1,47 \cdot 10^{-5}$
өзөгү металл эмес эки өрүмдүү	$1,27 \cdot 10^{-5}$
Прокаттык болоттун жана болот куймаларынын жылышуу модулу, Н/мм ²	$1,79 \cdot 10^{-5}$
Туурасынан кеткен майышуунун коэффициенти (Пуассон) ν	0,3
Э с к е р т ү ү – Серпилгичтик модулуна маанилери жалпысынан аркан үчүн үзүлүүчү күчтүн 60% кем эмесине барабар болгон күч менен алдын ала тартылган аркандар үчүн берилген.	

Б.2 т а б л и ц а – Зымдардын жана чубалгылардын физикалык мүнөздөмөлөрү

Материалдардын аталышы	Марка жана номиналдуу кесилиш, мм ²	Серпилгичтик модулу E , Н/мм ²	Линиялык кеңейүү коэффициенти α , °C ⁻¹
МАСТ 839 боюнча алюминий зымдары	А, АНП; 16 800	$0,630 \cdot 10^5$	$0,23 \cdot 10^{-4}$
МАСТ 839 боюнча жез зымдары	М; 4 800	$1,300 \cdot 10^5$	$0,17 \cdot 10^{-4}$
алюминий аян-тынын болотко карата катыш-сындагы МАСТ 839 боюнча болот алюминий зымдары, төмөнкүгө барабар:	АС, АСК; АСКП, АКС		
6 6,25	10 жана ашык	$0,825 \cdot 10^5$	$0,192 \cdot 10^{-4}$
0,65	95	$1,460 \cdot 10^5$	$0,139 \cdot 10^{-4}$
4,29-4,39	120 жана ашык	$0,890 \cdot 10^5$	$0,183 \cdot 10^{-4}$
7,71-8,04	150 жана ашык	$0,770 \cdot 10^5$	$0,198 \cdot 10^{-4}$
1,46	185 жана ашык	$1,140 \cdot 10^5$	$0,155 \cdot 10^{-4}$
12,22	330	$0,665 \cdot 10^5$	$0,212 \cdot 10^{-4}$
18,2 18,5	400 жана 500	$0,665 \cdot 10^5$	$0,212 \cdot 10^{-4}$
МАСТ 3822 боюнча төмөнкү диаметрдеги биметаллдык болот жез зым, мм:	БСМ 1		
1,6 4	2,0 12,5	$1,870 \cdot 10^5$	$0,127 \cdot 10^{-4}$
6	28,2	$1,900 \cdot 10^5$	$0,124 \cdot 10^{-4}$
Э с к е р т ү ү - Зымдардын жана чубалгылардын массасынын маанилери МАСТ 839 жана МАСТ 3822 боюнча кабыл алынышы керек.			

В тиркеме

Болот конструкциясы үчүн материалдар жана алардын эсептик каршылыктары

Болот конструкцияларынын топтору

1-топ. Ширетилген конструкциялар* же алардын өзгөчө оор шарттарда иштеген элементтери (МАСТ 25546 ылайык), анын ичинде пластикалык майышуулардын өнүгүшүн максималдуу чектөөчү же динамикалык**, термелүүчү же кыймылдуу жүктөмдөрдүн түздөн-түз таасирине дуушар болгондор [кран жолунун устундары; жумушчу аянтчанын устундары; асма транспорттор үчүн жолдордун устундары; кыймылдуу курамдардан жүктөмдөрдү түздөн-түз кабыл алган бункердик жана түшүрүүчү эстакадалардын конструкцияларынын элементтери; динамикалык жүктөмдө рамалардын негизги устундары жана ригелдери; транспорттук галереялардын аралыгындагы курулмалар; фермалардын фасонкалары; түбүнүн, катуулук шакектеринин капталдары, кыркалары, калкыма чатырлар, резервуарлардын жана газболдерлердин каптамалары; бункердик устундар; параболикалык бункерлердин кабыктары; эркин турган түтүн түтүктөрүнүн болот кабыктары; бийиктиги 60 метрден ашкан электр берүү чубалгыларынын (АЛ) чоң өткөөлдөрүнүн ширетилген атайын тирөөчтөрү; мачталардын тарткычтарынын жана тарткыч түйүндөрүнүн элементтери].

* Конструкция же анын элементи, эгерде алар олуттуу эсептик чоюлуучу чыңалуулар таасир этүүчү жерлерде ($\sigma > 0,3R_y$; $\sigma > 0,3R_{wf}$ же $\sigma > 0,3R_{wz}$) же ширетилген байланыштын бузулушу мүмкүн болгон, мисалы, олуттуу калдык чыңалуудан улам болгон жерлерде жайгашса бирикмелери ширетилген болуп эсептелет, бул бүтүндөй конструкцияны эксплуатациялоого жараксыз болуп калышына алып келиши мүмкүн.

** Эгерде динамикалык жүктөмдөн келип чыккан нормалдуу чыңалуунун абсолюттук маанисинин ошол эле кесилиштеги бардык жүктөмдөрдүн жалпы чыңалуу стрессине катышы $\alpha > 0,2$ болсо - (170) формуланы караңыз, конструкциялар динамикалык жүктөмдөрдүн таасир этүүсүнө дуушар болгондорго кирет.

2-топ. Чоюлуучу чыңалуулар болгон учурда статикалык жүктөмдө иштеген ширетилген конструкциялар же алардын элементтери [фермалар; рамалардын ригелдери; жабуулардын устундары; тепкичтердин косоурлары; силос кабыктары; чоң өткөөлдөрдүн ширетилген тирөөчтөрүнөн тышкаркы АЛ тирөөчтөрү; подстанциялардын ачык бөлүштүрүүчү түзүлүштөрүнүн (АБТ) шиналуу

тирөөчтөрү; транспортердук галереялардын тирөөчтөрү; прожектордук мачталар; антенналык курулмалардын (АК) бириктирилген тирөөчтөрүнүн элементтери жана башка чоюлган, чоюлуп-ийилүүчү жана ийилүүчү элементтери], ошондой эле ширетилген бирикмелер жана ширетилген монтаждык бирикмелер болгон учурда МАСТ 19425 боюнча коштаврлардан асма жолдордун устундары жок болгон учурда 1-топтогу конструкциялар жана алардын элементтери.

3-топ. Статикалык жүктөмдө, негизинен кысууда иштеген ширетилген конструкциялар же алардын элементтери [колонналар; мамылар; тирөөчү плиталар; жабуулардын төшөлмөлөрүнүн элементтери; технологиялык жабдууларды колдогон конструкциялар; $0,4R_y$ даанадан жогору байланыштардын эсептик кесилиштериндеги чыналуусу бар колонкалар боюнча вертикалдуу байланыштар; транспорттун байланыш тармагынын анкердик, жүк көтөрүүчү жана бекитүүчү конструкциялары (тирөөчтөр, катуу кайчылаш тилкелердин ригелдери, фиксаторлор); өчүргүчтөрдүн таянычтарынан тышкары АБТ жабдуулары үчүн тирөөчтөр; АК найларынын жана мунараларынын элементтери; бетон эстакадалардын колонналары; жабуулардын прогондору жана башка кысылган жана кысылып-ийилүүчү элементтер], ошондой эле ширетилген байланыштар жок болгон учурда 2-топтогу конструкциялар жана алардын элементтери.

4-топ. Имараттардын жана курулмалардын көмөкчү конструкциялары (3-топто көрсөтүлгөндөрдөн тышкаркы байланыштар; фахверк элементтери; тепкичтер; траптар; аянтчалар; тосмолор; кабелдик каналдардын металл конструкциялары; курулмалардын көмөкчү элементтери ж. б.); КС-1 классындагы курулмалар (МАСТ 27751) - күнөсканалар; парниктер; адамдар үзгүлтүксүз болуусу каралбаган имараттар (куралма-алынуучу жана контейнердик типтеги мобилдүү жана кызмат өтөө мөөнөтү чектелген убактылуу кампалар жана курулмалар, котловандардын шпунттук тосмолору, убактылуу тирөөчтөр ж.б.), ошондой эле ширетилген бирикмелер жок болгон учурда 3-топтогу конструкциялар жана алардын элементтери.

Эскертүүлөр

1 КС-3 классындагы имараттардын жана курулмалардын конструкциялары үчүн болотту дайындоодо (МАСТ 27751) конструкциялардын тобунун номерин бирге азайтуу керек (2-4-топтор үчүн).

2 Прокаттын калыңдыгы $t > 40$ мм болгондо конструкциялардын тобунун номерин бирге азайтуу керек (2-4 - топтор үчүн); прокаттын калыңдыгы $t \leq 6$ мм болсо-бирге көбөйтүү керек (1-3-топтор үчүн).

В.1 т а б л и ц а - Прокаттын жана түтүктүн катуу илешкегинин ченемделген көрсөткүчтөрү ¹⁾

Эсептик температу- ра, °С	Конструк- циялардын тобу	Болоттун ченемдик каршылыгы, Н/мм ²								
		R _{yn} < 290		290≤R _{yn} <390		390≤R _{yn} <440		440≤R _{yn} <540		R _{yn} ≥ 540
		Катуу илешкектик көрсөткүчү KCV , Дж/см ^{2 5) 6)}								
		катуу ийилүүгө сыноо температурасында, °С								
t≥-45	1, 2, 3	-	34	34	+	34	+	66/34 ₄₎	40	66
	5	+ ₂₎	34 ₃₎	+	+	+	+	+	+	-
-45>t≥-55	1	-	-	-	34	34	+	66/34 ₄₎	+	66
	2, 3	-	34	34	+	34	+	66/34 ₄₎	+	66
	4	-	34	34 ³⁾	+	+	+	+	+	-
t≤-55	1, 2, 3	-	-	-	34	-	34	-	66/34 ₄₎	66
	4	-	-	34	+	+	+	+	+	-

" - " белгиси мындай кепилдиктеги болотту колдонууга жол берилбейт дегенди билдирет;

" + " белгиси - KCV⁻²⁰, KCV⁻⁴⁰, KCV⁻⁶⁰ ≥ 34 Дж/см² жана KCV⁻⁴⁰, KCV⁻⁶⁰ $\geq 66/34$ Дж/см² болгондо болоттор үчүн с $R_{yn} \geq 440$ Н/мм² ченемдик маанилерде прокаттын берилген партиясындагы механикалык касиеттердин иш жүзүндөгү натыйжаларын пайдаланууга жол берилет.

¹⁾ Ченемдер калыңдыгы 5 мм кем эмес прокаттын жана капталынын калыңдыгы 5 мм кем эмес түтүкчөлөрдүн курч кырдуу V-түрдүү кесилген үлгүлөрүнүн катуу ийилүүсүнө сыноолордун негизинде белгиленет. Элементтин калыңдыгы 5 мм кем болгон учурда сыноо жүргүзүү талап кылынбайт.

²⁾ катуу илешкектик боюнча кепилдиги жок С235 болоттору колдонулат.

В.1 таблицанын аягы

Эсептик температу- ра, °С	Конструк- циялардын тобу	Болоттун ченемдик каршылыгы, Н/мм ²				
		R _{yn} < 290	290≤R _{yn} <390	390≤R _{yn} <440	440≤R _{yn} <540	R _{yn} ≥ 540
		Катуу илешкектик көрсөткүчү KCV , Дж/см ^{2 5) 6)}				
		катуу ийилүүгө сыноо температурасында, °С				
3) Иштөө мөөнөтү чектелген жана анда адамдар болгон курулмалар үчүн. 4) Эсептөө-лист болот жана түтүктөр үчүн ченемдик маани; бөлүүчү – фасондук прокат үчүн. 5) Лист прокатында туурасынан кеткен үлгүлөр, кең тилкелүү универсалдуу, фасондуу, сорттуу прокатта, түтүктөрдө жана профилдерде узунунан кеткен үлгүлөр сыналат. 6) Электр ширетүүчү түтүктөрдө ченемдер негизги металлдын, ширетилген металлдын жана эритме чектеринин катуу илешкектигине жайылтылат.						

В.2 т а б л и ц а – Химиялык курам боюнча талаптар

Болоттун ченемдик каршылыктары, Н/мм ²	Элементтердин курамы*, % (ашык эмес)			C ₃ , % (ашык эмес)
	C	P	S	
$R_{yn} < 290$	0,22	0,040	0,025	-
$290 \leq R_{yn} < 390$	0,14	0,025	0,025	0,45
$390 \leq R_{yn} < 540$	0,12	0,017	0,010	0,46
$540 \leq R_{yn} < 590$	0,13	0,015	0,010	0,47
$R_{yn} \leq 590$	0,15	0,015	0,04	0,60
Даяр прокатта химиялык курам боюнча чектик четтөөлөр колдонуудагы стандарт боюнча кабыл алынат. ** S+P 0,020%. Э с к е р т ү ү л ө р C ₃ , % менен көмүртек эквиваленти төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек $C_3 = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V + Nb}{14} + \frac{Mo}{4} + \frac{P}{2},$				

В.2 таблицанын аягы

Болоттун ченемдик каршылыкта- ры, Н/мм ²	Элементтердин курамы*, % (ашык эмес)			С ₃ , % (ашык эмес)
	С	Р	С	
мында С, Мn, Si, Cr, Ni, Cu, V, Nb, Мо, Р – элементтердин масалык үлүшү, %.				
2 290≤R _{yn} <390 Н/мм ² ченемдик каршылыгы бар болоттор үчүн көмүртекти 0,17% га чейин жогорулатуу.				
3 Текчелердин беттери параллель болгон жуптаврлар үчүн көмүртектин камтылышы С345-1 жана С355-1 болоттор үчүн 0,18% га чейин; С390 болоттор - 0,16% га чейин; С440 болоттор - 0,17% га чейин кабыл алынат.				

В.3 т а б л и ц а – Листтик, кең тилкелүү универсалдуу, сорттуу прокатты жана түтүктөрдү чоюуда, кысууда жана ийүүдө ченемдик жана эсептик каршылыктар¹⁾

¹⁾ Метал курулуш конструкциялары үчүн жиксиз жана жиксиз ысытылып майышкан, ошондой эле диаметри 114-530 мм, капталынын калыңдыгы 4,0 ден 12,7 ммге чейинки; диаметри 508-1422 мм, капталынын калыңдыгы 8 ммдан 50 ммге чейинки жана диаметри 530-1420 мм жакшы ширетилүүчү жана муздакка туруктуу болгон болот түтүктөр тиешелүү колдонуудагы техникалык шарттар боюнча кабыл алынышы керек. Диаметри 114-530 мм, жогорку жыштыктагы ширетүү менен (ЖЖШ) ширетилген түтүктөр көлөмдүү термикалык иштетүүдөн (КТИ) кийин гана колдонулушу керек.

Болот	Профилдердин текчелеринин калыңдыгы, мм	Прокаттын жана трубалардын ченемдик каршылыгы, Н/мм ²		Прокаттын жана түтүктөрдүн конструкциялык каршылыгы**, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{ln}	R_y	R_u
С235	2,0 дөн 4,0 кошуп эсептөө менен	235	360	230/225	350/345
С245	2,0 дөн 20 кошуп эсептөө менен	245	370	240/235	360/350
С255	2,0 дөн 3,9 кошуп эсептөө менен	255	380	250/245	370/360
	" 4,0 " 10 "	245	380	240/235	370/360
	10 дөн жогору 20 га чейин "	245	370	240/235	360/350
	" 20 дан 40 чейин "	235	370	230/225	360/350
С345	2,0 дөн 10 кошуп эсептөө менен	345	490	340/330	480/470
С345	4,0 дөн 10 кошуп эсептөө менен	345	470	340/330	460/450

В.3 таблицанын аягы

Болот	Профилдердин текчелеринин калыңдыгы, мм	Прокаттын жана трубалардын ченемдик каршылыгы, Н/мм ²		Прокаттын жана түтүктөрдүн конструкциялык каршылыгы**, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С355	8,0 дөн 16 кошуп эсептөө менен	355	490	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	490	340/330	460/450
	" 40 " 60 "	335	490	330/320	460/450
	" 60 " 80 "	325	490	320/310	460/450
	" 80 " 100 "	315	470	310/300	460/450
	" 100 " 160 "	295	470	285/280	460/450
С355-1 С355-К	8,0 дөн 16 кошуп эсептөө менен	345	490	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	490	340/330	460/450
	" 40 " 50 "	335	490	330/320	460/450
С355П	8,0 дөн 16 кошуп эсептөө менен	355	490	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	490	340/330	460/450
С390; С390-1	8,0 дөн 50 кошуп эсептөө менен	390	520	380/370	505/495
С440	8,0 дөн 50 кошуп эсептөө менен	440	540	430/420	525/515
С550	8,0 дөн 50 кошуп эсептөө менен	540	640	525/515	625/610
С590	8,0 дөн 50 кошуп эсептөө менен	590	685	575/560	670/650
С690	8,0 дөн 50 кошуп эсептөө менен	690	785	-/650	-/745
* Ченемдик каршылык НД менен берилген кирешелүүлүктүн жана убактылуу каршылыктын кепилденген маанилерин кабыл алат. ЧДДАГЫ бул маанилер бирдиктердин бир системасында-кгс/мм² келтирилген учурларда, ченемдик каршылыктар, Н/мм², тиешелүү маанилерди 9,81 ге көбөйтүү менен 5 Н/мм² чейин тегеректөө менен эсептөө керек. ** Эсептелген каршылыктардын мааниси Ченемдик каршылыктарды 3-таблицага ылайык аныкталган, 5 Н/мм² чейин тегеректөө менен материал боюнча ишенимдүүлүк коэффициенттерине бөлүү менен алынат. Нумератордо ченемдик документация боюнча прокаттын эсептик каршылыгынын мааниси келтирилген, анда прокаттын касиеттерин контролдоонун статистикалык жол - жобосу колдонулат ($\gamma_m = 1,025$); бөлүүчүдө-калган прокаттын $\gamma_m = 1,050$ кө эсептелген каршылыгы.					

В.4-т а б л и ц а – Фланец беттери параллель болгон I- устундар түрүндөгү формалуу болотту чыңдоо, кысуу жана ийүүдөгү ченемдик жана конструкциялык каршылыктар

Болот	Профилдердин текчелеринин калыңдыгы, мм	Прокаттын ченемдик каршылыгы, Н/мм ²		Прокаттын эсептик каршылыгы, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С255Б; С255Б-1	≤10	255	380	250	370
	10 жогору 20 чейин кошуп эсептөө менен	245	370	240	360
	" 20 " 40 "	235	370	230	360
	" 40 " 60 "	235	370	230	360
	" 60 " 80 "	225	370	220	360
	" 80 " 100 "	215	370	210	360
	>100	200	360	195	350
С345Б	≤10				
	10 жогору 20 чейин кошуп эсептөө менен	325	470	315	460
	" 20 " 40 "	305	460	300	450
	" 40 " 60 "	285	450	280	440
С355Б	≤20	355	470	345	460
	20 жогору 40 чейин кошуп эсептөө менен	345	470	335	460
	" 40 " 60 "	335	470	325	460
	" 60 " 80 "	325	460	315	450
	" 80 " 100 "	315	460	305	450
	>100	295	460	290	450
С355Б-1	≤20	355	470	345	460
	20 жогору 40 чейин кошуп эсептөө менен	345	470	335	460
	" 40 " 60 "	335	470	325	460
С390Б	≤30	390	520	380	505
	30 жогору 60 чейин кошуп эсептөө менен	370	490	360	480
	60 жогору 80 чейин кошуп эсептөө менен.	360	480	350	470
	80 жогору 100 чейин кошуп эсептөө менен	350	480	340	470
	>100	330	470	320	460

В.4-таблицанын аягы

Болот	Профилдердин текчелеринин калыңдыгы, мм	Прокаттын ченемдик каршылыгы, Н/мм ²		Прокаттын эсептик каршылыгы, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С440Б	≤20	440	600	430	585
	20 жогору 30 чейин кошуп эсептөө менен	430	560	420	545
	" 30 " 80 "	420	520	410	505
	" 80 " 100 "	400	520	390	505
	>100	380	500	370	490
Э с к е р т ү ү – Биринчи тилкедеги 1 саны химиялык курамдын вариантын билдирет					

В.5 т а б л и ц а – Фасондук прокатты чоюуда, кысууда жана ийүүдө ченемдик жана эсептик каршылыктар

Болот	Прокаттын калыңдыгы*, мм	Прокаттын ченемдик каршылыгы, Н/мм ²		Прокаттын эсептик каршылыгы, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С245	4,0дөн 20 чейин кошуп эсептөө менен " 20 " 40 "	245	370	240/235	360/350
		235	370	230/225	360/350
С255	4,0дөн 10 чейин кошуп эсептөө менен " 10 " 20 " " 20 " 40 "	255	380	250/245	370/360
		245	370	240/235	360/350
		235	370	230/225	360/350
С345	4,0дөн 10 чейин кошуп эсептөө менен " 10 " 20 " " 20 " 40 "	345	480	340/330	470/460
		325	470	320/310	460/450
		305	460	300/290	450/440
С345К	4,0дөн 10 чейин кошуп эсептөө менен	345	470	340/330	460/450
С355	8,0дөн 16 чейин кошуп эсептөө менен " 16 " 40 "	355	490	350/340	460/450
		345	480	340/330	460/450

В.5 таблицанын аягы

Болот	Прокаттын калыңдыгы*, мм	Прокаттын ченемдик каршылыгы, Н/мм ²		Прокаттын эсептик каршылыгы, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
355-1	8,0дөн 16 чейин	355	490	350/340	460/450
	кошуп эсептөө менен	345	480	340/330	460/450
	" 16 " 40 "				
С390	8,0дөн 10 чейин	390	520	380/370	505/495
	кошуп эсептөө менен	380	500	370/360	480/475
	" 10 " 20 "	370	490	360/350	480/470
	" 20 " 40 "				
* Фасондук прокаттын калыңдыгы катарында текченин калыңдыгы кабыл алынышы керек. ** Ченемдик каршылык катарында улуттук стандарттарда же техникалык шарттарда берилген туруктуулук чегинин жана убактылуу каршылыктын кепилденген маанилерин кабыл алынган. Улуттук стандарттарда же техникалык шарттарда бул маанилер бирдиктердин бир гана системасында - кгс/мм² берилген учурларда ченемдик каршылыктар, Н/мм² тиешелүү маанилерди 5 Н/мм²ге чейин тегеректөө менен 9,81 ге көбөйтүлүп эсептелет. *** Эсептик каршылыктардын маанилери ченемдик каршылыктарды 3-таблицага ылайык 5 Н/мм² чейин тегеректөө менен аныкталган материал боюнча ишенимдүүлүк коэффициенттерине бөлүү менен алынган. Эсептөөдө прокаттын касиеттерин контролдоо жол-жобосу колдонулган ченемдик документтер боюнча прокаттын эсептик каршылыгынын мааниси ($\gamma_m=1,025$), бөлүүчүдө - $\gamma_m=1,050$ болгондо калган прокаттын эсептик каршылыгы берилген.					

В.6 т а б л и ц а – Прокаттын алдыңкы беттин бырышуусуна, цилиндрик допшулардагы жергиликтүү бырыштарга, катоктордун диаметралдык кысылышына каршылыктары

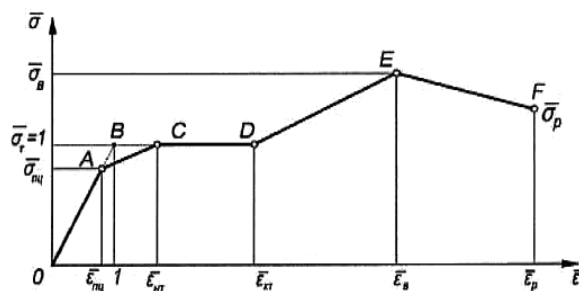
Убактылуу каршылык, Н/мм ²	Эсептик каршылык, Н/мм ²		
	кысууга		катоктордун диаметралдык кысылышына (чектелген кыймылдагы конструкциялардагы эркин тийүүдө) R_{cd}
	алдыңкы беттин (жалгашуу болгондо), R_p	жергиликтүү цилиндрик допшулардагы (цапфаларда) толук тийгенде R_{lp}	
360	351/343	176/171	9/9
370	361/352	180/176	9/9
380	371/362	185/181	9/9
390	380/371	190/185	10/10
400	390/381	195/190	10/10
430	420/409	210/204	10/10
440	429/419	215/209	11/11
450	439/428	220/214	11/11
460	449/438	224/219	11/11
470	459/448	229/224	11/11
480	468/457	234/228	12/12
490	478/467	239/233	12/12
510	498/486	249/243	12/12
540	527/514	263/257	13/13
570	556/543	278/271	14/14
590	576/562	288/281	14/14
Э с к е р т ү ү – Таблицада $\gamma_m=1,025$ (эсептөөдө) жана $\gamma_m=1,050$ (бөлүүдө) болгондо 6-бөлүмдүн формулалары боюнча эсептелген эсептик каршылыктардын маанилери берилген.			

В.7 т а б л и ц а – Көмүртек болот куймаларынын эсептик каршылыгы

Чыңалган абал	Шарттуу белгилер	Төмөнкү маркадагы көмүртек болот куймаларынын эсептик каршылыгы, Н/мм ²			
		15Л	25Л	35Л	45Л
Чоюу, кысуу жана ийүү	R_u				
Жылышуу	R_s	90	110	130	150
Алдыңкы бетинин бырышуусу (жалгашуу болгондо)	R_p	230	270	320	370
Толук тийгенде цилиндрдик доп-шулардагы (цапфаларда) жергиликтүү бырышуу	R_{lp}	110	130	160	180
Эркин тийгендеги катоктордун диаметралдык кысылышы (чектелген кыймылдагы конструкцияларда)	R_{cd}	6	7	8	10

В.8 т а б л и ц а - Боз чоюн куймаларынын эсептик каршылыгы

Чыңалган абал	Шарттуу белгилер	Төмөнкү маркадагы боз чоюн куймаларынын эсептик каршылыгы, Н/мм ²			
		СЧ 15	СЧ 20	СЧ 25	СЧ 30
Борбордук чоюлуу жана ийилүү	R_t	55	65	85	100
Борбордук кысылуу жана ийилүү	R_c	160	200	230	250
Жылышуу	R_s	40	50	65	75
Алдыңкы бетинин бырышуусу (жалгашуу болгондо)	R_p	240	300	340	370



В.1 сүрөт – Курулуш болотторунун иштөөсүнүн жалпыланган эсептик диаграммасы

В.9 т а б л и ц а – Иштөөнүн жалпыланган эсептик диаграммасы үчүн болоттордун мүнөздөмөлөрү (В.1-сүрөттү караңыз)

Диаграмманын параметри	Болоттор				
	C245, C255, C255Б, C255Б-1	C345, C345К, C355, C355-1, C355П, C345Б, C345Б-1, C355Б, C355Б-1	C390, C390-1, C390Б	C440, C440Б	C550, C590
$\overline{\varepsilon}_{ПЦ}$	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9
$\overline{\sigma}_{ПЦ}$	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9
$\overline{\varepsilon}_{НТ}$	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
$\overline{\sigma}_Т$	1	1	1	1	1
$\overline{\varepsilon}_{КТ}$	14,0	16,0	17,0	17,0	18,0
$\overline{\varepsilon}_В$	141,6	88,3	67,1	49,6	26,2
$\overline{\sigma}_В$	1,653	1,415	1,345	1,33	1,16
$\overline{\varepsilon}_Р$	251	153	115	87,2	51,1
$\overline{\sigma}_Р$	1,35	1,26	1,23	1,20	1,10

Г тиркеме

Болот конструкцияларынын бирикмелери үчүн материалдар

Г.1 т а б л и ц а - Болотко дал келген ширетүү үчүн материалдар

Болоттун мүнөздөмөсү	Ширетүү үчүн материалдын маркасы				Электроддун тиби
	Автоматтык жана механикалык ширетүү үчүн ширетүүчү зымдын		Флюстун	Порошк зым менен	
	Көмүр кычкыл газында же анын аргон менен ара- лашмасында	Флюс менен			
$R_{yn} < 290 \text{ Н/мм}^2$	СВ-08Г2С	СВ-08А	АН-348-А	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э42, Э42А
		СВ-08ГА	АН-60* ПФК-56С* ⁴ UF-02; UF-03* ⁵		Э46, Э46А
$290 \text{ Н/мм}^2 \leq R_{yn} < 590 \text{ Н/мм}^2$		СВ-10ГА**	АН-17-М АН-43		
	СВ-10Г2** СВ-10НМА	АН-47 АН-348-А*** ПФК-56С* ⁴ UF-02; UF-03* ⁵			
$R_{yn} \geq 590 \text{ Н/мм}^2$	СВ-08Г2С СВ-08ХГСМА	СВ-10НМА	АН-17-М ПФК-56С* ⁴ UF-02; UF-03* ⁵	ПП-АН-3 ПП-АН-8	360
	СВ-10ХГ2СМА	СВ-08ХН2ГМ Ю			370

Г.1 таблицанын аягы

Болоттун мүнөздөмөсү	Ширетүү үчүн материалдын маркасы			Электроддун тиби
	Автоматтык жана механикалык ширетүү үчүн ширетүүчү зымдын		Флюстун	Порошк зым менен
	Көмүр кычкыл газында же анын аргон менен аралашмасында	Флюс менен		
* АН-60 флюсу жана Э42, Э46, Э50 тибиндеги электроддор 2, 3-топтордогу конструкциялар үчүн $t \geq -45^{\circ}\text{C}$ эсептик температурада колдонулушу керек. ** АН-43 флюсу менен айкалышта колдонулбайт. *** АН-348-А флюсу үчүн -45°C эсептик температурада бардык калыңдыктагы жана $t \geq -45^{\circ}\text{C}$ эсептик температурада – 32 мм жогору калыңдыктагы элементтердин бирикмелерин ширетүүдө жиктин металлынын механикалык касиеттерин кошумча контролдоо талап кылынат. ^{*4} Болот көпүрөлөрдүн аралыктуу курулуштарынын конструкцияларынын улама бирикмелерин автоматтык ширетүү үчүн техникалык шарттар боюнча ПФК-56С керамикалык флюс. Э с к е р т ү ү – Тийиштүү техникалык-экономикалык негиздемеде конструкцияларды ширетүү үчүн ушул таблицада көрсөтүлбөгөн ширетүүчү материалдар (зымдар, флюстар, коргоочу газдар) колдонулат. Муну менен бирге, аларды колдонуу менен аткарылуучу жиктин металлынын механикалык касиеттери ушул таблицада берилген материалдарды колдонуу менен камсыздалуучу касиеттерден төмөн болбоого тийиш.				

Г.2 т а б л и ц а – Бурчтуу жиктүү ширетилген бирикмелердин жиктеринин металлынын ченемдик жана эсептик каршылыгы

Ширетүүчү материалдар		R_{wun} , Н/мм ²	R_{wf} , Н/мм ²
электроддун тиби	зымдын маркасы		
Э42, Э42А	СВ-08, СВ-08А	410	180
Э46, Э46А	СВ-08ГА,	450	200
Э50, Э50А	СВ-08Г2С, СВ-10ГА, ПП-АН-8,	490	215

Г.2 таблицанын аягы

Ширетүүчү материалдар		R_{wun} , Н/мм ²	R_{wf} , Н/мм ²
электроддун тиби	зымдын маркасы		
Э42, Э42А	ПП-АН-3	410	180
Э46, Э46А		450	200
Э50, Э50А		490	215
Э60	СВ-08Г2С*, СВ-10НМА, СВ-10Г2	590	240
Э70	СВ-10ХГ2СМА, СВ-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	-	835	340
* Туруктуулук чегин 440 Н/мм ² жана андан жогору болоттон жасалган конструкциялардагы $k_f \leq 8$ мм катеттүү жиктер үчүн гана.			

Г.3 т а б л и ц а – Ар кандай шарттарда колдонууда буроолорго болгон талаптар

Эсептик температура t , °C	Конструкциялардагы буроолордун бекемдик классы жана аларга болгон талаптар (ЧД боюнча),			
	чарчоого эсептелбеген		чарчоого эсептелген	
	буроолордун иштөөсүндө			
	чоюлууга же кесүүгө	кесүүгө	чоюлууга же кесүүгө	кесүүгө
≥ -45	5.6	5.6	5.6	5.6
	-	5.8	-	-
	8.8	8.8	8.8	8.8
	10.9	10.9	10.9	10.9
	-	12.9	-	12.9
$-45 > t \geq -55$	5.6	5.6	5.6	5.6
	8.8	8.8	8.8 ¹⁾	8.8
	10.9	10.9	10.9 ¹⁾	10.9
	-	12.9	-	12.9
< -55	5.6	5.6	-	5.6
	8.8 ¹⁾	8.8	8.8 ¹⁾	8.8
	10.9 ¹⁾	10.9	10.9 ¹⁾	10.9
	-	12.9	-	12.9
¹⁾ Жантайма шайбада жыртуу сыноосун талап кылуу менен.				

Г.4 т а б л и ц а – Пайдубал буроолордун болотунун маркалары жана аларды колдонуу шарттары

Конструкциялар	t°C эсептик температурадагы болоттун маркасы		
	≥-45	-45>t≥-55	<-55
Электр берүүчү аба чубалгыларынын таянычтарынан, бөлүштүрүүчү түзүлүштөрдөн жана байланыш тарамдарынан башка конструкциялар	Ст3пс2,	Ст3пс4,	-
	Ст3сп2 20	Ст3сп4 -	-
	-	09Г2С-4	09Г2С-4
U-түрдүү болттор, ошондой эле электр берүүнүн аба чубалгыларынын тирөөчтөрүнүн пайдубал буроолору, бөлүштүрүүчү түзүлүштөр жана байланыш тармактары үчүн	Ст3пс4,	-	-
	Ст3сп4 -	- 09Г2С-4	- 09Г2С-6

Г.5 т а б л и ц а – Болот буроолордун ченемдик каршылыктары жана бир буроолуу бирикмелердин кесүүгө жана чоюуга эсептик каршылыгы, Н/мм²

Буроолордун бекемдик классы	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5.6	500	300	210	225
5.8	500	400	210	-
8.8	830	664	332	451
10.9	1040	936	416	728
12.9	1220	1098	427	854

Г.6 т а б л и ц а – Буроолор менен бириктирилүүчү элементтердин бырышууга эсептик каршылыктары

Бириктирилүүчү элементтердин болотунун убактылуу каршылыгы R_{un} , Н/мм ²	Төмөнкү тактык классындагы буроолор менен бириктирилүүчү элементтердин бырышууга эсептик каршылыктары R_{bp} , Н/мм ²	
	А	В
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775
Э с к е р т ү ү - Таблицада көрсөтүлгөн эсептик каршылыктардын маанилери 4-бөлүмдүн формулалары боюнча 5 Н/мм ² чейин тегеректөө менен эсептелген.		

Г.7 т а б л и ц а – Пайдубал буроолорунун чоюлууга эсептик каршылыгы

Буроолордун номиналдуу диаметри, мм	Болоттон жасалган буроолордун эсептик каршылыгы R_{ba} , Н/мм ²	
	Ст3пс4, Ст3пс2, Ст3сп4, Ст3сп2	09Г2С-4, 09Г2С-6
12, 16, 20	200	265
24, 30	190	245
36	190	230

Г.7 таблицанын аягы

Буроолордун номиналдуу диаметри, мм	Болоттон жасалган буроолордун эсептик каршылыгы R_{ba} , Н/мм ²	
	Ст3пс4, Ст3пс2, Ст3сп4, Ст3сп2	09Г2С-4, 09Г2С-6
42, 48, 56	180	230
64, 72, 80	180	220
90, 100	180	210
110, 125, 140	165	210
Э с к е р т ү ү л ө р 1 Буроо 1-топ боюнча жеткирилиши керек. 2 Таблицада көрсөтүлгөн эсептик каршылыктардын мааниси 6.6-пункттун формулалары боюнча 5 Н/мм² чейин тегеректөө менен эсептелген. 3 Башка маркадагы болоттордон жасалган буроолордун эсептик каршылыгы 6-бөлүмдүн формулалары боюнча эсептелиши керек.		

Г.8 т а б л и ц а – Буроолордун кесилиштеринин аянтчалары

d , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72
Э с к е р т ү ү л ө р 1 диаметри 48 мм жогору буроолордун кесилишинин аянты колдонуудагы стандарттарга ылайык кабыл алынышы керек. 2 Кашаага алынган өлчөмдөр АЛ жана АБТ тирөөчтөрүнүн конструкцияларында гана колдонулушу керек.										

Д тиркеме

**Борбордук жана борбордон тышкары кысылган элементтердин
туруктуулугун эсептөө үчүн коэффициенттер**

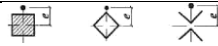
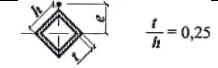
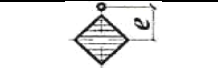
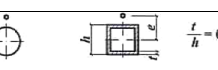
Д. 1 т а б л и ц а - Борбордук кысуудагы туруктуулук коэффициенттери

Шарттуу ийкемдүүлүк $\bar{\lambda}$	Кесилиш тиби үчүн ϕ коэффициенттери		
	a	b	c
0,4	1000	1000	984
0,6	994	986	956
0,8	981	967	929
1,0	968	948	901
1,2	953	927	872
1,4	938	905	842
1,6	920	881	811
1,8	900	855	778
2,0	877	826	744
2,2	851	794	709
2,4	821	760	672
2,6	786	723	635
2,8	747	683	598
3,0	704	643	562
3,2	660	602	527
3,4	616	562	493
3,6	572	524	460
3,8	526	487	430
4,0	475	453	402
4,2	431	422	375
4,4	393	392	351
4,6	359		329
4,8	330		308
5,0	304		289
5,2	281		271
5,4	261		255

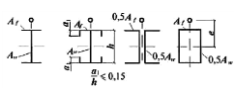
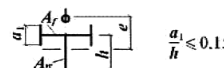
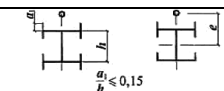
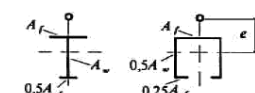
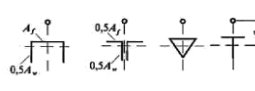
Д. 1 таблицанын аягы

Шарттуу ийкемдүүлүк $\bar{\lambda}$	Кесилиш тиби үчүн ϕ коэффициенттери		
	a	b	c
5,6	242		241
5,8	226		
6,0	211		
6,2	198		
6,4	186		
6,6	174		
6,8	164		
7,0	155		
7,2	147		
7,4	139		
7,6	132		
7,8	125		
8,0	119		
8,5	105		
9,0	094		
9,5	084		
10,0	076		
Э с к е р т ү ү - Таблицада ϕ коэффициенттердин мааниси 1000 эсе көбөйтүлгөн.			

Д.2 т а б л и ц а – Кесилиштин формасынын таасир этүү коэффициенттери

Кесилиштин тиби	Кесилиш схемасы жана эксцентриситет	$\frac{A_f}{A_w}$	Төмөнкүдөй болгондо η мааниси			
			$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
1		-	1,0	1,0	1,0	
2		-	0,85	0,85	0,85	
3		-	$0,75 + 0,02 \bar{\lambda}$	$0,75 + 0,02 \bar{\lambda}$	0,85	
4		-	$(1,35 - 0,05m) - 0,01(5 - m) \bar{\lambda}$	1,1	1,1	

Д.2 таблицанын аягы

Кеси- лиштин тиби	Кесилиш схемасы жана эксцентриситет	$\frac{A_f}{A_w}$	Төмөнкүдөй болгондо η мааниси			
			$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
5		0,25	$(1,45 - 0,05m) - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,2	1,2	
		0,5	$(1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,25	1,25	
		$\geq 1,0$	$(1,90 - 0,1m) - 0,012(6 - m)\bar{\lambda}$	$1,4 - 0,02\bar{\lambda}$	1,3	
6		-	$\eta_5 \left(1 - 0,3(5 - m) \frac{a_1}{h} \right)$	η_5	η_5	
7		-	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	
8		0,25	$(0,75 + 0,05m) + 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0	
		0,5	$(0,5 + 0,1m) + 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0	
		≥ 1	$(0,25 + 0,15m) + 0,03(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0	
9		0,5	$(1,25 - 0,05m) - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0	
		≥ 1	$(1,5 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0	
10		0,5	1,4	1,4	1,4	1,4
		1,0	$1,6 - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,6	$1,35 + 0,05m$	1,6
		2,0	$1,8 - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,8	$1,3 + 0,1m$	1,8
11		0,5	$1,45 + 0,04m$	1,65	$1,45 + 0,04m$	1,65
		1,0	$1,8 + 0,12m$	2,4	$1,8 + 0,12m$	2,4
		1,5	$2,0 + 0,25m + 0,1\bar{\lambda}$	-	-	-
		2,0	$3,0 + 0,25m + 0,1\bar{\lambda}$	-	-	-
Эскертүүлөр						
1 5-7 кесилиштердин типтери үчүн A_f/A_w маанилерди эсептөөдө текчелердин вертикалдуу элементтеринин аянты эске алынбайт.						
2 6-7 кесилиштердин типтери үчүн ошол эле A_f/A_w маанилерде η_5 маанилер 5-типтеги η мааниге барабар кабыл алынышы керек.						

Д.3 т а б л и ц а – Симметрия тегиздигине дал келген моменттин аракет тегиздигинде катуу дубалдуу өзөктөрдү борбордон тышкары кысуудагы Φ_e туруктуулук коэффициенттери

Шарттуу ийкемдүүлүк $\bar{\lambda}$	m_{ef} салыштырмалуу эксцентриситетте Φ_e мааниси								
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093

Д.3 таблицанын уландысы

Шарттуу ийкемдүүлүк $\bar{\lambda}$	m_{ef} салыштырмалуу эксцентриситетте Φ_e мааниси								
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
0,5	469	417	370	337	307	280	260	237	222
1,0	427	382	341	307	283	259	240	225	209
1,5	388	347	312	283	262	240	223	207	195
2,0	352	315	286	260	240	222	206	193	182

Д.3 таблицанын уландысы

Шарттуу ийкемдүүлүк $\bar{\lambda}$	m_{ef} салыштырмалуу эксцентриситетте Φ_e мааниси								
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
2,5	317	287	262	238	220	204	190	178	168
3,0	287	260	238	217	202	187	175	166	156
3,5	258	233	216	198	183	172	162	153	145
4,0	232	212	197	181	168	158	149	140	135
4,5	208	192	178	165	155	146	137	130	125
5,0	188	175	162	150	143	135	126	120	117
5,5	170	158	148	138	132	124	117	112	108
6,0	153	145	137	128	120	115	109	104	100
6,5	140	132	125	117	112	106	101	097	094
7,0	127	121	115	108	102	098	094	091	087
8,0	106	100	095	091	087	083	081	078	076

Д.3 таблицанын аягы

Шарттуу ийкемдүүлүк $\bar{\lambda}$	m_{ef} салыштырмалуу эксцентриситетте Φ_e мааниси							
	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	104	095	089	084	075	069	060	051
Эскертүүлөр								
1 Таблицадагы Φ_e коэффициенттердин маанилери 1000 эсеге көбөйгөн.								
2 Φ_e маанилер Φ маанилерден ашык эмес кабыл алынышы керек								

Д.4 т а б л и ц а – Симметрия тегиздигине дал келген моменттин аракет тегиздигинде өтмө өзөктөрдү борбордон тышкары кысуудагы туруктуулук коэффициенттери

Шарттуу берилген ийкемдүүлүк $\bar{\lambda}_{ef}$	m салыштырмалуу эксцентриситетте Φ_e мааниси								
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333
1,0	872	762	640	553	483	431	387	351	328
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274
3,0	637	545	455	399	356	324	296	275	255
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235
4,0	484	422	357	317	288	264	246	228	215
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196
5,0	350	315	277	250	230	212	201	186	178
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163
6,0	255	237	216	198	183	174	165	156	149
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137
7,0	192	184	168	160	150	141	135	130	125
8,0	148	142	136	130	123	118	113	108	105

Д.4 таблицанын уландысы

Шарттуу берилген ийкемдүүлүк $\bar{\lambda}_{ef}$	m салыштырмалуу эксцентриситетте Φ_e мааниси								
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
0,5	286	250	222	200	182	167	154	143	133
1,0	280	243	218	197	180	165	151	142	131
1,5	271	240	211	190	178	163	149	137	128
2,0	255	228	202	183	170	156	143	132	125

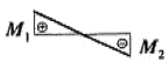
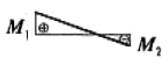
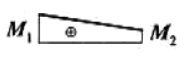
Д.4 таблицанын уландысы

Шарттуу берилген ийкемдүүлүк $\bar{\lambda}_{ef}$	m салыштырмалуу эксцентриситетте Φ_e мааниси								
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
2,5	238	215	192	175	162	148	136	127	120
3,0	222	201	182	165	153	138	130	121	116
3,5	206	187	170	155	143	130	123	115	110
4,0	191	173	160	145	133	124	118	110	105
4,5	176	160	149	136	124	116	110	105	096
5,0	161	149	138	127	117	108	104	100	095

Д.4 таблицанын аягы

Шарттуу берилген ийкемдүүлүк $\bar{\lambda}_{ef}$	m салыштырмалуу эксцентриситетте Φ_e мааниси							
	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	125	111	100	091	077	067	058	048
1,0	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	096	089	079	073	065	055	048	040
Эскертүүлөр								
1 Таблицадагы Φ_e коэффициенттердин маанилери 1000 эсеге көбөйгөн.								
2 Φ_e маанилер φ маанилерден ашык эмес кабыл алынышы керек								

Д.5 т а б л и ц а – Допшулуу учтары бар борбордон тышкаркы кысылган өзөктөр үчүн берилген салыштырмалуу эксцентриситеттер

Моменттердин эпюрлары	$-\lambda$	m_{ef} , болгондо төмөнкүлөргө барабар $m_{ef,маани}$										
		0,1	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	7,0	10,0	20,0
$\delta = -1,0$ 	1	0,10	0,30	0,68	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,17	0,39	0,68	1,03	1,80	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	3	0,10	0,10	0,22	0,36	0,55	1,17	1,95	2,77	4,60	7,40	17,20
	4	0,10	0,10	0,10	0,18	0,30	0,57	1,03	1,78	3,35	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,23	0,48	0,95	2,18	4,40	13,40
	6	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,18	0,40	1,25	3,00	11,40
	7	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,50	1,70	9,50
$\delta = -0,5$ 	1	0,10	0,31	0,68	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,22	0,46	0,73	1,05	1,88	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	3	0,10	0,17	0,38	0,58	0,80	1,33	2,00	2,77	4,60	7,40	17,20
	4	0,10	0,14	0,32	0,49	0,66	1,05	1,52	2,22	3,50	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,26	0,41	0,57	0,95	1,38	1,80	2,95	4,70	13,40
	6	0,10	0,16	0,28	0,40	0,52	0,95	1,25	1,60	2,50	4,00	11,50
	7	0,10	0,22	0,32	0,42	0,55	0,95	1,10	1,35	2,20	3,50	10,80
$\delta = 0$ 	1	0,10	0,32	0,70	1,12	1,60	2,62	2,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,28	0,60	0,90	1,28	1,96	2,75	3,72	5,65	8,40	18,50
	3	0,10	0,27	0,55	0,84	1,15	1,75	2,43	3,17	4,80	7,40	17,20
	4	0,10	0,26	0,52	0,78	1,10	1,60	2,20	2,83	4,00	6,30	15,40
	5	0,10	0,25	0,52	0,78	1,10	1,55	2,10	2,78	3,85	5,90	14,50
	6	0,10	0,28	0,52	0,78	1,10	1,55	2,00	2,70	3,80	5,60	13,80
	7	0,10	0,32	0,52	0,78	1,10	1,55	1,90	2,60	3,75	5,50	13,00
$\delta = 0,5$ 	1	0,10	0,40	0,80	1,23	1,68	2,62	3,55	4,55	6,50	9,10	19,40
	2	0,10	0,40	0,78	1,20	1,60	2,30	3,15	4,10	5,85	8,60	18,50
	3	0,10	0,40	0,77	1,17	1,55	2,30	3,10	3,90	5,55	8,13	18,00
	4	0,10	0,40	0,75	1,13	1,55	2,30	3,05	3,80	5,30	7,60	17,50
	5	0,10	0,40	0,75	1,10	1,55	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	17,00
	6	0,10	0,40	0,75	1,10	1,50	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,50
	7	0,10	0,40	0,75	1,10	1,40	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,00

Д.5 таблицада кабыл алынган белгилер:

$$m_{ef,1} = \eta \frac{M_1}{N} \cdot \frac{A}{W_c}; \quad \delta = \frac{M_2}{M_1}$$

Ачык кесилиштин кысылган өзөктөрүнүн туруктуулугун эсептөө үчүн c_{max} коэффициенттер

1 Д.6 таблицасындагы сүрөттөрдө берилген 1, 2, 3-типтеги кесилиштер үчүн c_{max} коэффициент төмөнкү формула боюнча эсептелиши керек

$$c_{max} = \frac{2}{1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\alpha - \frac{e_x}{h} \right)^2}}, \quad (Д.1)$$

$$\left. \begin{aligned} \delta &= 4\rho/\mu; \\ \text{мында } B &= 1 + 2(\beta/\rho)(e_x/h); \\ \mu &= 8\omega + 0,156L_t\lambda_y^2/(Ah^2); \end{aligned} \right\}$$

$\alpha = \alpha_x/h$ – кесилиштин оордук борбору менен ийилүү борборунун ортосундагы α_x аралыктын кесилиштин h бийиктигине катышы;

$e_x = M_x/N$ – өзүнүн белгиси менен кабыл алынуучу x -х огуна карата кысуу күчүн колдонуунун эксцентриситети (Д.6 таблицада "плюс" белгиси менен берилген);

A – кесилиштин аянты.

$$\rho = (L_x + L_y)/(Ah^2) + \alpha^2;$$

$\omega = L_\omega/(L_y h^2)$ – бул жерде L_ω - кесилиш инерциясынын сектордук моменти;

$L_t = (k/3)\sum b_i t_i^3$ – бош буралуудагы кесилиштин инерция моменти,

b_i жана t_i – дубалды кошкондо, кесилишти түзгөн листтердин туурасы жана калыңдыгы; $k=1,29$ - симметриянын эки огу бар эки жуптаврдуу кесилиш үчүн; $k=1,25$ - симметриянын бир огу бар эки жуптаврдуу кесилиш үчүн; $k=1,20$ – таврдуу кесилиш үчүн, $k=1,12$ - швеллердүү (П-түрдүү) кесилиш үчүн.

2 П-түрүндөгү кесилиштин өзөгүнүн борбордук кысууга туруктуулугун эсептөөдөгү c_{max} коэффициентти (Д.6 таблицада кабыл алынган белгилерде 4-тип жана $L_y > L_x$) $e_x=0$ жана $\beta=0$ (мында $B=1$) болгондо (Д.1) формуласы боюнча эсептөө керек, муну менен бирге төмөнкүлөр эске алынуу керек

$$A = h t_f (2 + \eta);$$

$$L_\omega = t_f h^3 b^2 (3 + 2\eta) / [12(6 + \eta)] = A h^2 b^2 (3 + 2\eta) / [12(6 + \eta)(2 + \eta)];$$

$$L_y = h t_f b^2 (6 + \eta) / 12 = A b^2 (6 + \eta) / [12(2 + \eta)];$$

$$L_x = t_f h^3 (1 + 2\eta) / [3(2 + \eta)] = A h^2 (1 + 2\eta) / [3(2 + \eta)^2].$$

3 Швеллердүү кесилиштин өзөгүнүн туруктуулугун эсептөөдөгү c_{max} коэффициентти (Д.6 таблицада кабыл алынган белгилерде 5-тип жана $L_x > L_y$) (Д.3) формуласы боюнча эсептөө керек

$$c_{max} = \frac{2}{1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\alpha - \frac{a_y}{b} \right)}}, \quad (Д.3)$$

мында $\delta = 4\rho / \mu$;

$$\mu = 8\omega + 0,156L_t\lambda_x^2 / (Ab^2) + \alpha^2;$$

$\alpha = a_y / b$ - кесилиштин оордук борбору менен ийилүү борборунун ортосундагы a_y аралыктын b кесилишинин туурасына карата катышы – Д.6 таблицаны караңыз;

$$a_y = 4\eta_1 b (3\eta_1 + 1) / [(2\eta_1 + 1)(6\eta_1 + 1)];$$

$$\rho = (L_x + L_y) / (Ab^2) + \alpha^2;$$

$L_t = 0,37 \sum b_i t_i^3$ b_i жана t_i – кесилишти түзгөн листтердин туурасы жана калыңдыгы;

$$\omega = L_\omega / (L_x b^2) - \text{Д.6 таблицаны караңыз.}$$

Муну менен бирге:

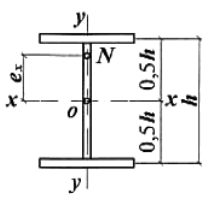
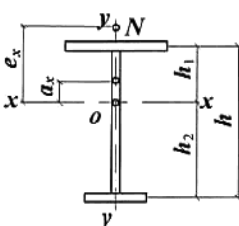
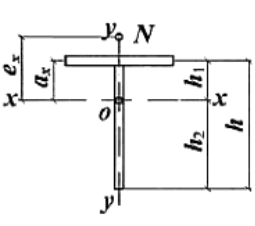
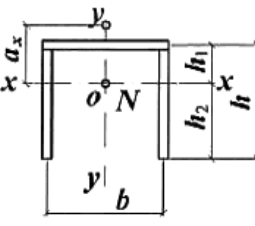
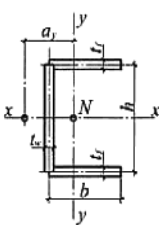
$$A = h t_w (2\eta_1 + 1);$$

$$L_\omega = \eta_1 t_w h^3 b^2 (3\eta_1 + 2) / [12(6\eta_1 + 1)];$$

$$L_x = t_w h^3 (6\eta_1 + 1) / 12.$$

ω , α жана β же алардын маанилерин аныктоо үчүн формулалар Д.6 таблицада берилген.

Д.6 т а б л и ц а - ω , α жана β коэффициенттер

Кесилиш		ω	α	β
тип	схема			
1		0,25	0	0
2		$\frac{L_1 L_2}{L_y^2}$	$\frac{L_1 h_1 - L_2 h_2}{L_y h}$	Ж тиркесинин (Ж.12) формуласы боюнча
3		0	$\frac{h_1}{h}$	Ошондой эле
4		$\frac{3+2\eta}{(6+\eta)^2}$	$\frac{4(3+\eta)}{(2+\eta)(6+\eta)}$	0
5		$\frac{\eta_1(3\eta_1+2)}{(6\eta_1+1)^2}$	$\frac{4\eta_1(3\eta_1+1)}{(2\eta_1+1)(6\eta_1+1)}$	0

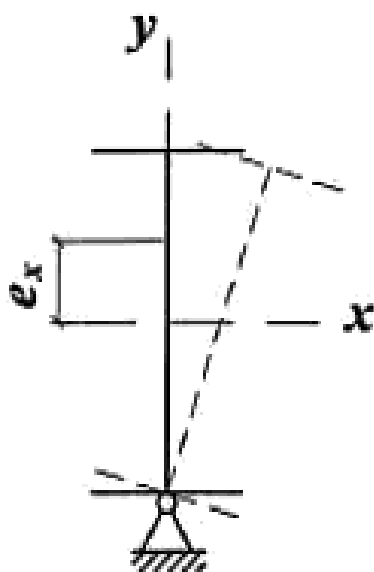
Д.6 таблицада кабыл алынган белгилер:

L_1 жана L_2 - у-у кесилишинин симметрия огуна карата чоң жана кичине жээктердин инерция моменттери.

$\eta = bt_w / ht_f$, $\eta_1 = bt_f / ht_w$, мында t_w – дубалдын калыңдыгы; t_f – текчелердин калыңдыгы.

4 Текчелердин бирин бойлото үзгүлтүксүз бекемделген симметриянын эки огу бар жуптаврдуу кесилиштин борбордон тышкары кысылган элементтеринин туруктуулугун эсептөө (Д.1-сүрөт) (111) формула боюнча аткарылышы керек, анда $c=c_{max}$ коэффициенти төмөнкү формула боюнча эсептелиши керек

$$c_{max} = \frac{1 + L_x/L_y + \alpha/9,87}{1 + 4[i_x^2 + i_y^2]/h^2 + e_x/h} \quad (Д.4)$$



Д.1 сүрөт – Текчелерди бойлото бекемделген кесилиштин элементтеринин схемасы

α коэффициентин Ж тиркесинин (Ж.4) формуласы боюнча аныктоо керек.

α аныктоодо l_{ef} маанисин узунунан кеткен огуна карата бурулуштан бекитилген элементтин кесилиштеринин ортосундагы аралыкка барабар кабыл алуу керек (байланыштарды, распоркаларды бекитүү түйүндөрүнүн ортосундагы аралык ж.б.).

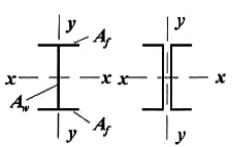
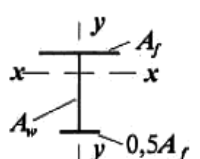
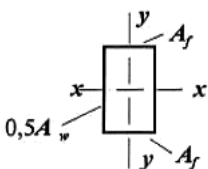
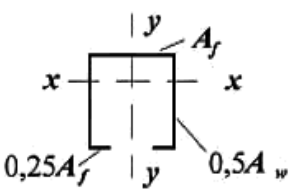
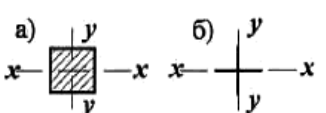
$e_x = M_x/N$ эксцентриситет (Д.4) формулада күч колдонуу чекити эркин текче тарапка жылганда оң деп эсептелет; борбордук кысылган элементтер үчүн, $e_x = 0$.

e_x аныктоодо M_x эсептик моментинен кийин элементтин l_{ef} эсептелген узундугунун чегинде эң чоң моментти кабыл алуу керек.

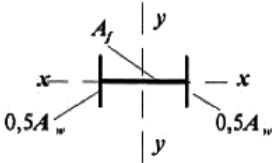
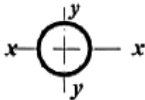
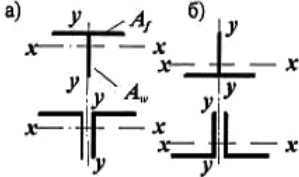
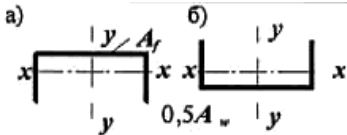
Е тиркеме

Пластикалык майышуулардын өнүгүүсүн эске алуу менен
конструкциялардын элементтерин эсептөө үчүн коэффициенттер

Е.1 т а б л и ц а - c_x , c_y , n коэффициенттер

Кесилиш- тин тиби	Кесилиштин схемасы	$\frac{A_f}{A_w}$	Коэффициенттердин чоң маанилери		
			c_x	c_y	n при $M_y=0^*$
1		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,5	1,12		
		1,0	1,07		
		2,0	1,04		
2		0,5	1,40	1,47	2,0
		1,0	1,28		
		2,0	1,18		
3		0,25	1,19	1,07	1,5
		0,5	1,12		
		1,0	1,07		
		2,0	1,04		
4		0,5	1,40	1,12	2,0
		1,0	1,28		
		2,0	1,18		
5		-	1,47	1,47	a) 2,0 б) 3,0

Е.1 таблицанын уландысы

Кесилиш- тин тиби	Кесилиштин схемасы	$\frac{A_f}{A_w}$	Коэффициенттердин чоң маанилери		
			c_x	c_y	n при $M_y=0^*$
6		0,25	1,47	1,04	3,0
		0,5		1,07	
		1,0		1,12	
		2,0		1,19	
7		-	1,26	1,26	1,5
8		-	1,60	1,47	а) 3,0
					б) 1,0
9		0,5	1,60	1,07	а) 3,0
		1,0		1,12	б) 1,0
		2,0		1,19	

* Муну менен бирге, $n=2$ болгон 5 а) тибиндеги, $n=3$ болгон 5, б) тибиндеги кесилиштен тышкары $n=1,5$ кабыл алынышы керек.

Эскертүүлөр

1 A_f/A_w аралык маанилеринин коэффициенттери сызыктуу интерполяция менен аныкталышы керек.

2 c_x, c_y коэффициенттеринин маанисин 1,15 γ_f көп эмес өлчөмдө кабыл алуу керек, мында γ_f - жүктөмдүн эквиваленттүү эсептик маанисинин (ийилүү моментинин мааниси боюнча) ченемдикке карата катышы катары аныкталуучу жүктөм боюнча ишенимдүүлүк коэффициенти.

Е.2 т а б л и ц а – Төрт жана үч тарабынан тирелген тик бурчтуу плиталардын ийилишин эсептөө үчүн α_1 , α_2 , α_3 коэффициенттер

Плиталар		<i>b/a</i> болгондо											
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2
төрт тарабынан тирелген	α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125
	α_2	0,048	0,049	0,050	0,050	0,050	0,050	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046	0,037
Үч тарабынан тирелген	α_3	<i>a</i> ₁ / <i>d</i> ₁ болгондо											
		0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2		
		0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133		

Е.2 таблицада кабыл алынган белгилер:

b – узун тарабы; *a* – кыска тарабы; *d*₁ – эркин турган тарабынан узундугу; *a*₁- эркин тарабынан перпендикуляр болгон тарабынан узундугу.

Ж тиркеме**Ийилүүдөгү туруктуулук коэффициенти φ_b**

Ж.1 Коштавдуу, таврдуу жана швеллердүү кесилиштердин ийилүүчү элементтеринин туруктуулугун эсептөө үчүн φ_b коэффициенти кысылган жээкти бошотуучу байланыштардын жайгашуусуна, жүктөмдүн түрүнө жана ал колдонулган ордуна жараша аныкталышы керек. Муну менен бирге, жүктөм эң катуу тегиздикте ($L_x > L_y$) иштээри, ал эми тирөөчү кесилиштер каптал жылышуулардан жана бурулуштан бекитилери болжолдонот.

Ж.2 Эки симметрия огу бар жуптаврдуу кесилиштин устуну жана консолю үчүн φ_b коэффициенти барабар кабыл алынышы керек:

$\varphi_1 \leq 0,85$ болгондо

$$\varphi_b = \varphi_1; \quad (\text{Ж.1})$$

$\varphi_1 > 0,85$ болгондо

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 \leq 1, \quad (\text{Ж.2})$$

мында φ_1 маанини төмөнкү формула боюнча эсептөө керек

$$\varphi_1 = \psi \frac{L_y}{L_x} \left(\frac{h_y}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}, \quad (\text{Ж.3})$$

мында ψ – Ж.3 талаптарына ылайык эсептелүүчү коэффициент;

h – прокаттык жуптаврдын кесилишинин толук бийиктиги же курама жуптаврдын жээктеринин (жээк листтеринин пакеттеринин) окторунун ортосундагы аралык;

l_{ef} – устундун жана консолдун 8.4.2 ылайык аныкталуучу эсептик узундугу.

Ж.3 (Ж.3) формуладагы ψ коэффициенттин маанисин кысылган жээктин бекиткичтеринин санына, жүктөмдүн түрүнө жана ал колдонулган ордуна,

ошондой эле төмөнкүгө барабар α коэффициентине жараша Ж.1 жана Ж.2 таблицаларынын формулалары боюнча эсептөө керек:

а) прокат жуптаврлар үчүн

$$\alpha = 1,54 \frac{L_t}{L_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2, \quad (\text{Ж.4})$$

мында L_t – эркин буралуудагы D тиркемесине ылайык аныкталуучу инерция моменти;

h – кесилиштин толук бийиктиги;

б) ширетилген же фрикциялык жээк кесилиштери бар листтерден курама жуптаврлар үчүн

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_f}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t_f^3}{b_f t_f^3} \right), \quad (\text{Ж.5})$$

мында үч листтен ширетилген жуптаврлар үчүн:

t_f жана b_f – устундун жээгинин калыңдыгы жана туурасы;

h – жээктердин окторунун ортосундагы аралык;

$a=0,5h$;

t – дубалдын калыңдыгы ($t=t_w$);

фрикциялык жээк бирикмелери бар курама жуптаврлар үчүн:

t_f – жээктин листтеринин жана жээктүү бурчтун текчесинин суммалык калыңдыгы;

b_f – жээктин листтеринин калыңдыгы;

h – жээк листтеринин пакеттеринин окторунун ортосундагы аралык;

a – анын текчесинин калыңдыгын эске албаганда, жээктүү бурчтун вертикалдуу текчесинин туурасы;

t – жээктүү бурчтардын дубалынын жана вертикалдуу текчелеринин суммалык калыңдыгы.

Эгерде l_{ef} устундун участогунда M_x эпюра өзүнүн түзүлүшү боюнча Ж.1 таблицада берилгендерден айырмаланса, анда маанини M_x эпюранын түзүлүшү боюнча эң жакын болгон формулалар боюнча аныкташат, ага факт жүзүндөгү эпюра жазылышы мүмкүн.

Кысылган жээк устундун консолунда капталга жылышуудан аягына же узундугу боюнча бекитилген учурларда, ψ маани төмөнкүлөргө барабар кабыл алынат:

консолдун аягындагы чоюлган жээкке колдонулган топтолгон жүктөмдө, $\psi = 1,75\psi_1$, мында ψ_1 маани Ж.1 таблицасынын эскертүүсүнө ылайык кабыл алынышы керек;

калган учурларда – бекиткичи жок консолдор үчүн сыяктуу.

Ж.4 Симметриянын бир огу бар жуптаврдуу кесилиштин кесилген устуну үчүн (Ж.1-сүрөт) коэффициент Ж.3 таблица боюнча аныкталышы керек, мында ϕ_1 , ϕ_2 жана n маанилерди төмөнкү формулалар боюнча эсептөө керек:

$$\phi_1 = \psi_a \frac{L_y}{L_x} \cdot \frac{2hh_1}{l_{ef}^2} \cdot \frac{E}{R_y}; \quad (\text{Ж.6})$$

$$\phi_2 = \psi_a \frac{L_y}{L_x} \cdot \frac{2hh_2}{l_{ef}^2} \cdot \frac{E}{R_y}; \quad (\text{Ж.7})$$

$$n = \frac{L_1}{L_1 + L_2}. \quad (\text{Ж.8})$$

(Ж.6)-(Ж.8) формулаларда төмөнкүлөр белгиленген:

ψ_a - төмөнкү формула боюнча эсептелүүчү коэффициент

$$\psi_a = \left(B + \sqrt{B^2 + C} \right) D; \quad (\text{Ж.9})$$

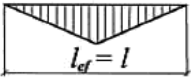
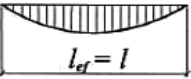
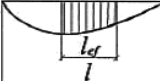
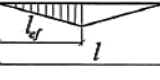
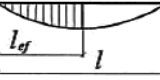
h – жээктердин окторунун ортосундагы аралык;

h_1 жана h_2 – кесилиштин оордук борборуна бир топ өнүккөн жана анча өнүкпөгөн жээктердин огуна чейинки аралык

l_{ef} – устундун 8.4.2 ылайык аныкталуучу эсептик узундугу;

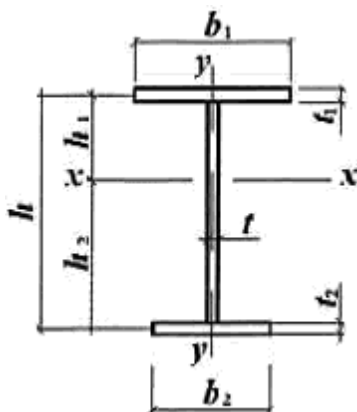
L_1 жана L_2 – устундун кесилишинин симметрия огуна карата бир топ өнүккөн жана анча өнүкпөгөн жээктердин кесилишинин инерция моменттери

Ж.1 т а б л и ц а - Эки симметрия огу бар жуптаврдуу кесилиштин устундары үчүн ψ коэффициенти

Кысылган жээктин аралыктагы бекиткичтеринин саны	Аралыктагы жүктөмдүн түрү	l_{ef} участогундагы M_x эпюра	Жүктөм колдонулган жээк	α маанидеги ψ коэффициенти	
Бекиткичсиз	Топтолгон		Кысылган	$1,75 + 0,09\alpha$	$3,3 + 0,053\alpha - 4,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
			Чоюлган	$5,05 + 0,09\alpha$	$6,6 + 0,053\alpha - 4,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
	Бирдей бөлүштүрүлгөн		Кысылган	$2,25 + 0,07\alpha$	$3,6 + 0,04\alpha - 3,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
			Чоюлган		
Эки же андан ашыкка бөлүүчү L аралык Бирдей бөлүккө	Бардыгы		Бардыгы		
Ортосунда бирөө	Ортосунда топтолгон		Бардыгы	$1,75\psi_1$	
	Төрттөн биринде топтолгон		Кысылган Чоюлган	$1,14\psi_1$ $1,60\psi_1$	
	Бирдей бөлүштүрүлгөн		Кысылган Чоюлган	$1,14\psi_1$ $1,30\psi_1$	

Ж.2 т а б л и ц а – Эки симметрия огу бар жуптаврдуу кесилиштин катуу жабылган консолдору үчүн ψ коэффициенти

Жүктөмдүн түрү	Жүктөм колдонулган жээк	Кысылган жээктин бекиткичтери жок болгон учурда жана α маанилердеги ψ коэффициенти	
		$4 \leq \alpha \leq 28$	$28 < \alpha \leq 100$
Консолдун учунда топтолгон	Чоюлган	$1,0 + 0,16\alpha$	$4,0 + 0,05\alpha$
	Кысылган	$6,2 + 0,08\alpha$	$7,0 + 0,05\alpha$
Бирдей бөлүштүрүлгөн	Чоюлган	$1,42\sqrt{\alpha}$	



Ж.1 сүрөт - Бир симметрия огу бар жуптаврдуу кесилиштин схемасы

Ж.3 т а б л и ц а – φ_b коэффициенти

Кысылган жээк	φ_2 маанидеги φ_b коэффициент	
	0,85 чейин	0,85 жогору
Жакшы өнүккөн	$\varphi_1 \leq 1$	$\varphi_1 \left[0,21 + 0,68 \left(\frac{n}{\varphi_1} + \frac{1-n}{\varphi_2} \right) \right] \leq 1$
Аз өнүккөн	φ_2	$0,68 + 0,21\varphi_2 \leq 1$

Ж.5 (Ж.9) формуладагы B , C жана D маанилери Ж.4 жана Ж.5-таблицаар боюнча коэффициенттерге жараша аныкталат:

$$\delta = n + 0,734\beta; \quad (\text{Ж.10})$$

$$\mu = n + 1,145\beta; \quad (\text{Ж.11})$$

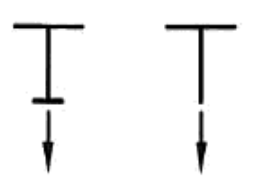
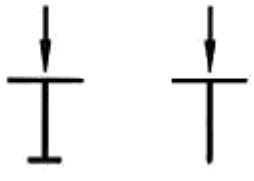
$$\beta = (2n - 1) \left\{ 0,47 - 0,035 \left(\frac{b_1}{h} \right) \left[1 + \frac{b_1}{h} - 0,072 \left(\frac{b_1}{h} \right)^2 \right] \right\}; \quad (\text{Ж.12})$$

$$\eta = (1 - n) \left[9,87n + 0,385 \frac{L_t}{L_2} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2 \right], \quad (\text{Ж.13})$$

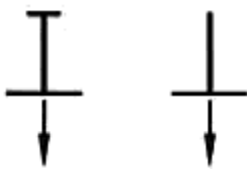
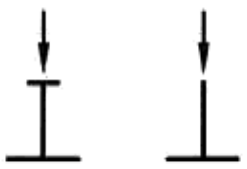
мында n , b_1 , h , L_2 , l_{ef} маанилерин ушул тиркемеге ылайык, ал эми L_t – Д тиркемесине ылайык кабыл алуу керек.

Ж.5 таблицасындагы коэффициент (Ж.4) формуласы боюнча аныкталышы керек.

Ж.4 т а б л и ц а – B коэффициенти

Кесилиштин жана жүктөм колдонулуучу жердин схемасы	Жүктөм колдонулгандагы B коэффициенти		
	аралыктын ортосундагы топтолгон	бирдей бөлүштүрүлгөн	таза ийилүүгө алып келген
	δ	μ	β
	$\delta - 1$	$\mu - 1$	β

Ж.4 таблицанын аягы

Кесилиштин жана жүктөм колдонулуучу жердин схемасы	Жүктөм колдонулгандагы B коэффициенттери		
	аралыктын ортосундагы топтолгон	бирдей бөлүштүрүлгөн	таза ийилүүгө алып келген
	$1-\delta$	$1-\mu$	$-\beta$
	$-\delta$	$-\mu$	$-\beta$

Ж.5 т а б л и ц а – C жана D коэффициенттери

Жүктөмдүн түрү	Кесилиштеги C коэффициенттери		D коэффициенттери
	жуптаврдууда ($n \leq 0,9$)	таврдууда ($n=1,0$)	
Аралыктын орто- сундагы топтолгон	$0,330\eta$	$0,0826\alpha$	3,265
Бирдей бөлүш- түрүлгөн	$0,481\eta$	$0,1202\alpha$	2,247
Таза ийилүүгө алып келген	$0,101\eta$	$0,0253\alpha$	4,315

Ж.6 $0,9 < n < 1,0$ болгондо жуптаврдуу кесилиш үчүн ψ_a коэффициент (232) формула боюнча алынган маанилердин ортосундагы сызыктуу интерполяция менен $n=0,9$ болгондо жуптаврдуу үчүн жана $n=1$ болгондо таврдуу үчүн аныкталышы керек.

Таврдуу кесилиш үчүн топтолгон же бирдей бөлүштүрүлгөн жүктөмдө жана $\alpha < 40$ болгондо ψ_a коэффициенттерди $(0,8+0,004)$ көбөйтүү керек.

$n > 0,7$ жана $5 \leq l_{ef} / b_2 \leq 25$ болгондо аз өнүккөн кысылган жээктүү устундарда φ_2 коэффициенттин мааниси $(1,025 - 0,015 l_{ef} / b_2)$ көбөйтүү менен азайтылышы керек жана муну менен бирге 0,95 тен көп эмес кабыл алынышы керек. Мындай устундарда $l_{ef} / b_2 > 25$ маанилерине жол берилбейт.

Ж.7 Швеллердүү кесилиштин устуну үчүн φ_b коэффициент $\varphi_b = 0,7\varphi_1$ барабар кабыл алынышы керек, мында φ_1 (Ж.3) жана (Ж.4) формулаларды колдонуу менен кош симметриялык жуптаврдуу кесилиштин устундары үчүн сыяктуу аныкталышы керек, мында L_x , L_y , L_t маанилери швеллердер үчүн кабыл алынышы керек.

И тиркеме**Тепкичтүү колонналардын участокторунун эсептик узундугунун
коэффициенттери**

И.1 Төмөнкү участоктун түбүндө кыпчылган бир тепкичтүү колонна үчүн μ_1 эсептик узундук коэффициенти төмөндөгүчө кабыл алынышы керек:

колонналардын бекитилбеген жогорку учтарында- И.1 таблица боюнча;
жогорку учу бурулушта бекиткенде, бирок анын эркин жылышуу мүмкүнчүлүгүндө – И.2 таблица боюнча;

жогорку учу жылышуудан бекитилгенде төмөнкү формула боюнча

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)}{\beta}}, \quad (\text{И.1})$$

мында μ_{12} жана μ_{11} – жогорку учу допшулуу тирөөчтө И.3 таблица боюнча, ал эми бурулуштан бекитүүдө – И.4 таблица боюнча аныкталуучу $F_1=0$ жана $F_2=0$ жүктөмдөрүндөгү колоннанын төмөнкү участогунун эсептик узундугунун коэффициенттери.

И.1-И.4 таблицаларда төмөнкүлөр белгиленген:

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{L_1}{\beta L_2}} \quad \text{жана} \quad n = \frac{L_2 l_1}{L_1 l_2},$$

мында L_1, L_2, l_1, l_2 – кесилиштердин инерция моменттери жана колоннанын төмөнкү жана жогорку участокторунун узундугу;

$$\beta = (F_1 + F_2) / F_2.$$

И.2 Бир тепкичтүү колоннанын жогорку участогу үчүн μ_2 эсептик узундук коэффициенти бардык учурларда төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$\mu_2 = \mu_1 / a_1 \leq 3 \quad (\text{И.2})$$

И.3 Төмөнкү участоктун түбүндө кыпчылган эки тепкичтүү колонна үчүн эсептик узундук коэффициенти (И.1, а-сүрөт) И.5 таблицада көрсөтүлгөн жогорку учту бекитүү шарттарында төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\beta_1 \mu_{m1}^2 + (\beta_2 \mu_{m2}^2 + \mu_{m3}^2) + (1 + \delta_2)^2 L_1 / L_{m1}}{1 + \beta_1 + \beta_2}} \quad (\text{И.3})$$

мында $\beta_1 = F_1 / F_3$; $\beta_2 = F_2 / F_3$; $\delta_2 = l_2 / l_1$;

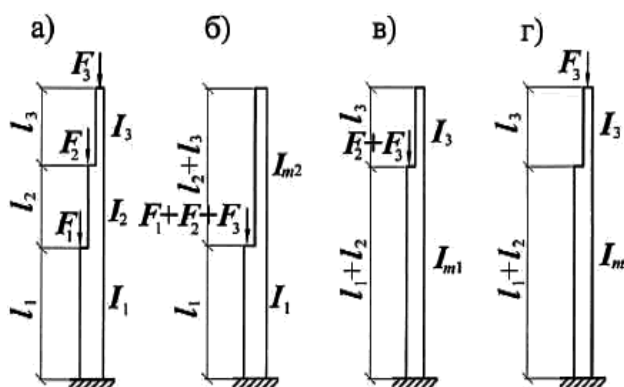
μ_{m1} , μ_{m2} , μ_{m3} – И.5 таблицасы боюнча И.1, б, в, г) сүрөтү боюнча бир тепкичтүү колонналар үчүн сыяктуу аныкталуучу коэффициенттер;

$L_{m1} = (L_1 l_1 + L_2 l_2) / (l_1 + l_2) - (l_1 + l_2)$ узундуктагы кесилиш участогунун инерция моментинин берилген мааниси.

Бул жерде F_1, F_2, F_3 – колонналардын L_1, L_2, L_3 инерция моменттери жана l_1, l_2, l_3 узундуктары бар төмөнкү, ортоңку жана жогорку участокторунун үстүнө колдонулган узунунан кеткен күчтөр

И.1 сүрөттө берилген $(l_2 + l_3)$ узундуктагы кесилиш участогунун инерция моментинин мааниси төмөнкү формула боюнча аныкталышы керек

$$L_{m2} = (L_2 l_2 + L_3 l_3) / (l_2 + l_3)$$



И.1 сүрөт - Эки тепкичтүү колоннанын (а) схемасы жана төмөнкү (б), ортоңку (в), жогорку (г) участокторго F_1, F_2 жана F_3 күчтөрүн колдонуудагы жүктөөлөрдүн шарттуу схемалары

И.4 Эсептик узундуктун коэффициенттери: l_2 узундуктагы эки тепкичтүү колоннанын ортоңку участогу үчүн μ_2 жана l_3 узундуктагы колоннанын жогорку участогу үчүн μ_3 төмөнкү формулалар боюнча аныкталышы керек:

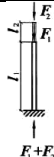
$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_2; \quad (\text{И.4})$$

$$\mu_3 = \mu_1 / \alpha_3 \leq 3, \quad (\text{И.5})$$

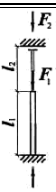
мында $\alpha_2 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{L_1(F_2 + F_3)}{L_1(F_1 + F_2 + F_3)}}$;

$$\alpha_3 = \frac{l_3}{l_1} \sqrt{\frac{L_1 F_3}{L_3(F_1 + F_2 + F_3)}}.$$

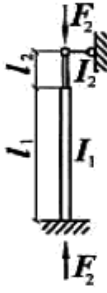
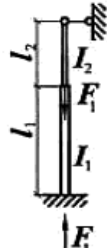
И.1 т а б л и ц а – Жогорку учу бекитилбеген бир тепкичтүү колонна үчүн μ_1 эсептик узундук коэффициенттери

Эсе п- тик схе- ма	α_1	n маанидеги μ_1 коэффициенти																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0, 7	0, 8	0, 9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2, 0	2,5	3, 0	4, 0	5, 0
	0	2, 0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2, 0	2, 0	2, 0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2, 0	2,0	2, 0	2, 0	2,0
	0, 2	2, 0	2,1	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2, 06	2, 07	2, 08	2,0	2,10	2,12	2,1	2,1	2, 0	2,2	2, 0	2, 0	3,38
	0, 4	2, 0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	25	28	32	2,8	2,93	3,05	3,1	3,2	66	-	-	-	-
	0, 6	2, 0	2,2	2,4	2,5	2,7	2,8	2,9	59	66	73	3,3	3,55	3,74	-	-	39	-	-	-	-
	0, 8	2, 0	2,3	2,5	2,6	2,8	2,9	3,0	67	74	81	3,4	3,6	3,8	-	-	40	-	-	-	-
	1, 0	2, 0	2,4	2,6	2,7	2,9	3,0	3,1	68	75	82	3,5	3,7	3,9	-	-	41	-	-	-	-
	1, 2	2, 0	2,5	2,7	2,8	3,0	3,1	3,2	69	76	83	3,6	3,8	4,0	-	-	42	-	-	-	-
	1, 4	2, 0	2,6	2,8	2,9	3,1	3,2	3,3	70	77	84	3,7	3,9	4,1	-	-	43	-	-	-	-
	1, 6	2, 0	2,7	2,9	3,0	3,2	3,3	3,4	71	78	85	3,8	4,0	4,2	-	-	44	-	-	-	-
	1, 8	2, 0	2,8	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	72	79	86	3,9	4,1	4,3	-	-	45	-	-	-	-
	2, 0	2, 0	2,9	3,1	3,2	3,4	3,5	3,6	73	80	87	4,0	4,2	4,4	-	-	46	-	-	-	-
	2, 2	2, 0	3,0	3,2	3,3	3,5	3,6	3,7	74	81	88	4,1	4,3	4,5	-	-	47	-	-	-	-
	2, 4	2, 0	3,1	3,3	3,4	3,6	3,7	3,8	75	82	89	4,2	4,4	4,6	-	-	48	-	-	-	-
	2, 6	2, 0	3,2	3,4	3,5	3,7	3,8	3,9	76	83	90	4,3	4,5	4,7	-	-	49	-	-	-	-
	2, 8	2, 0	3,3	3,5	3,6	3,8	3,9	4,0	77	84	91	4,4	4,6	4,8	-	-	50	-	-	-	-

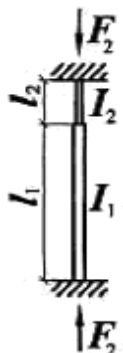
И.2 т а б л и ц а – Жогорку учу бурулуштан гана бекитилген бир тепкичтүү колонна үчүн μ_1 эсептик узундук коэффициенттери

Эсеп- тик схе- ма	α_1	n маанидеги μ_1 коэффициенти																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10, 0	20, 0
	0	2,0	1,92	1,86	1,80	1,76	1,72	1,68	1,64	1,60	1,57	1,55	1,53	1,46	1,43	1,40	1,37	1,34	1,18	1,10	1,05
	0,2	2,0	1,93	1,87	1,81	1,77	1,73	1,69	1,65	1,61	1,58	1,56	1,54	1,47	1,44	1,41	1,38	1,35	1,19	1,11	-
	0,4	2,0	1,94	1,88	1,82	1,78	1,74	1,70	1,66	1,62	1,59	1,57	1,55	1,48	1,45	1,42	1,39	1,36	1,20	1,12	-
	0,6	2,0	1,95	1,89	1,83	1,79	1,75	1,71	1,67	1,63	1,60	1,58	1,56	1,49	1,46	1,43	1,40	1,37	1,21	1,13	-
	0,8	2,0	1,96	1,90	1,84	1,80	1,76	1,72	1,68	1,64	1,61	1,59	1,57	1,50	1,47	1,44	1,41	1,38	1,22	1,14	-
	1,0	2,0	1,97	1,91	1,85	1,81	1,77	1,73	1,69	1,65	1,62	1,60	1,58	1,51	1,48	1,45	1,42	1,39	1,23	1,15	-
	1,2	2,0	1,98	1,92	1,86	1,82	1,78	1,74	1,70	1,66	1,63	1,61	1,59	1,52	1,49	1,46	1,43	1,40	1,24	1,16	-
	1,4	2,0	1,99	1,93	1,87	1,83	1,79	1,75	1,71	1,67	1,64	1,62	1,60	1,53	1,50	1,47	1,44	1,41	1,25	1,17	-
	1,6	2,0	2,00	1,94	1,88	1,84	1,80	1,76	1,72	1,68	1,65	1,63	1,61	1,54	1,51	1,48	1,45	1,42	1,26	1,18	-
	1,8	2,0	2,01	1,95	1,89	1,85	1,81	1,77	1,73	1,69	1,66	1,64	1,62	1,55	1,52	1,49	1,46	1,43	1,27	1,19	-
	2,0	2,0	2,02	1,96	1,90	1,86	1,82	1,78	1,74	1,70	1,67	1,65	1,63	1,56	1,53	1,50	1,47	1,44	1,28	1,20	-
	2,5	2,0	2,03	1,97	1,91	1,87	1,83	1,79	1,75	1,71	1,68	1,66	1,64	1,57	1,54	1,51	1,48	1,45	1,29	1,21	-
	3,0	2,0	2,04	1,98	1,92	1,88	1,84	1,80	1,76	1,72	1,69	1,67	1,65	1,58	1,55	1,52	1,49	1,46	1,30	1,22	-
	3,5	2,0	2,05	1,99	1,93	1,89	1,85	1,81	1,77	1,73	1,70	1,68	1,66	1,59	1,56	1,53	1,50	1,47	1,31	1,23	-

И.3 т а б л и ц а – Жогорку учу жылбаган допшулуу-тирелген бир тепкичтүү колонна үчүн μ_{12} жана μ_{11} эсептик узундук коэффициенттери

Эсептик схема	$\frac{L_2}{L_1}$	L_2/L_1 болгондо μ_{12} жана μ_{11} коэффициенттер														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
	0,04	1,02	1,84	2,25	2,59	2,85	3,08	3,24	3,42	3,70	4,00	4,55	5,25	5,80	6,55	7,20
	0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	3,05	3,05	3,24	3,45	3,88	4,43	4,90	5,43	5,94
	0,08	0,86	1,31	1,73	2,05	2,31	2,49	2,68	2,85	3,00	3,14	3,53	3,93	4,37	4,85	5,28
	0,1	0,83	1,21	1,57	1,95	2,14	2,33	2,46	2,60	2,76	2,91	3,28	3,61	4,03	4,43	4,85
	0,2	0,79	0,98	1,23	1,46	1,67	1,85	2,02	2,15	2,28	2,40	2,67	2,88	3,11	3,42	3,71
	0,3	0,78	0,90	1,09	1,27	1,44	1,60	1,74	1,86	1,98	2,11	2,35	2,51	2,76	2,99	3,25
	0,4	0,78	0,88	1,02	1,17	1,32	1,45	1,58	1,69	1,81	1,92	2,14	2,31	2,51	2,68	2,88
	0,5	0,78	0,86	0,99	1,10	1,22	1,35	1,47	1,57	1,67	1,76	1,96	2,15	2,34	2,50	2,76
	1,0	0,78	0,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,20	1,27	1,34	1,41	1,54	1,68	1,82	1,97	2,10
	0,04	0,67	0,67	0,83	1,25	1,43	1,55	1,65	1,70	1,75	1,78	1,84	1,87	1,88	1,90	1,92
	0,06	0,67	0,67	0,81	1,07	1,27	1,41	1,51	1,60	1,64	1,70	1,78	1,82	1,84	1,87	1,88
	0,08	0,67	0,67	0,75	0,98	1,19	1,32	1,43	1,51	1,58	1,63	1,72	1,77	1,81	1,82	1,84
	0,1	0,67	0,67	0,73	0,93	1,11	1,25	1,36	1,45	1,52	1,57	1,66	1,72	1,77	1,80	1,82
	0,2	0,67	0,67	0,69	0,75	0,89	1,02	1,12	1,21	1,29	1,36	1,46	1,54	1,60	1,65	1,69
	0,3	0,67	0,67	0,67	0,71	0,80	0,90	0,99	1,08	1,15	1,22	1,33	1,41	1,48	1,54	1,59
	0,4	0,67	0,67	0,67	0,69	0,75	0,84	0,92	1,00	1,07	1,13	1,24	1,33	1,40	1,47	1,51
	0,5	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,81	0,87	0,94	1,01	1,07	1,17	1,26	1,33	1,39	1,44
	1,0	0,67	0,67	0,67	0,68	0,71	0,74	0,78	0,82	0,87	0,91	0,99	1,07	1,13	1,19	1,24

И.4 т а б л и ц а – Жогорку учу жылбаган бурулуштан бекитилген бир тепкичтүү колонна үчүн μ_{12} жана μ_{11} эсептик узундук коэффициенттери

Эсептик схема	$\frac{L_2}{L_1}$	L_2/L_1 болгондо μ_{12} жана μ_{11} коэффициенттер														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
	0,04	0,78	1,02	1,53	1,73	2,01	2,21	2,38	2,54	2,65	2,85	3,24	3,70	4,20	4,76	5,23
	0,06	0,70	0,86	1,23	1,47	1,73	1,93	2,08	2,23	2,38	2,49	2,81	3,17	3,50	3,92	4,30
	0,08	0,68	0,79	1,05	1,31	1,54	1,74	1,91	2,05	2,20	2,31	2,55	2,80	3,11	3,45	3,73
	0,1	0,67	0,76	1,00	1,20	1,42	1,61	1,78	1,92	2,04	2,20	2,40	2,60	2,86	3,18	3,41
	0,2	0,64	0,70	0,79	0,93	1,07	1,23	1,41	1,50	1,60	1,72	1,92	2,11	2,28	2,45	2,64
	0,3	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	1,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,20
	0,4	0,60	0,66	0,71	0,78	0,87	0,99	1,07	1,16	1,26	1,34	1,50	1,65	1,79	1,94	2,08
	0,5	0,59	0,65	0,70	0,77	0,82	0,93	0,99	1,08	1,17	1,23	1,39	1,53	1,66	1,79	1,92
	1,0	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
	0,04	0,66	0,68	0,75	0,94	1,08	1,24	1,37	1,47	1,55	1,64	1,72	1,78	1,81	1,85	1,89
	0,06	0,65	0,67	0,68	0,76	0,94	1,10	1,25	1,35	1,44	1,50	1,61	1,69	1,74	1,79	1,82
	0,08	0,64	0,66	0,67	0,68	0,84	1,00	1,12	1,25	1,34	1,41	1,53	1,62	1,68	1,75	1,79
	0,1	0,64	0,65	0,65	0,65	0,78	0,92	1,05	1,15	1,25	1,33	1,45	1,55	1,62	1,68	1,71
	0,2	0,62	0,64	0,65	0,65	0,66	0,73	0,83	0,92	1,01	1,09	1,23	1,33	1,41	1,48	1,54
	0,3	0,60	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,73	0,81	0,89	0,94	1,09	1,20	1,28	1,35	1,41
	0,4	0,58	0,63	0,63	0,64	0,64	0,66	0,68	0,75	0,82	0,88	1,01	1,10	1,19	1,26	1,32
	0,5	0,57	0,61	0,63	0,64	0,64	0,65	0,68	0,72	0,77	0,83	0,94	1,04	1,12	1,19	1,25
	1,0	0,55	0,58	0,60	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67	0,70	0,73	0,80	0,88	0,93	1,01	1,05

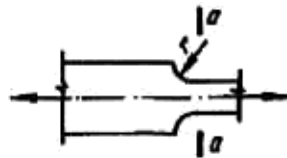
И.5 т а б л и ц а - μ_{m1} , μ_{m2} , μ_{m3} коэффициенттери

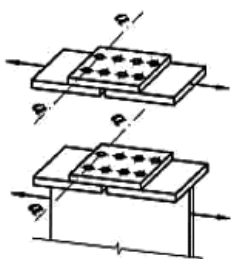
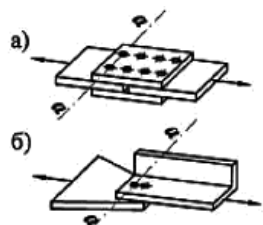
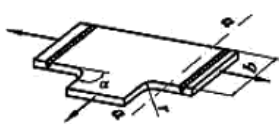
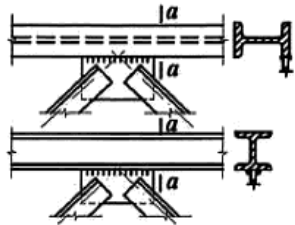
Колоннанын жогорку учун бекитүүнүн шарты	Коэффициенттердин мааниси		
	μ_{m1}	μ_{m2}	μ_{m3}
	Сүрөт боюнча жүктөөнүн шарттуу схемасында		
	И.1,б)	И.1,в)	И.1,г)
Бекитилбеген	2,0	2,0	μ_{m1} (μ_1 И.1 таблицасы боюнча $\alpha_1 = \frac{l_3}{l_1 + l_2} \sqrt{\frac{L_{m1}}{L_3}}$) болгондо
Бурулуштан бекитилген, жылышууга мүмкүндүк берет	μ_1 (μ_1 И.2 таблицасы боюнча $\alpha_1 = 0$ болгондо	μ_1	μ_{m1} (μ_1 И.2 таблицасы боюнча $\alpha_1 = \frac{l_3}{l_1 + l_2} \sqrt{\frac{L_{m1}}{L_3}}$) болгондо
Допшулуу бекитилген, жылышууга мүмкүндүк бербейт	μ_{11} μ_{11} - И.3 таблицасы боюнча)	μ_{11}	μ_{12} (μ_{12} - И.3 таблицасы боюнча)
Бурулуштан жана жылышудан бекитилген	μ_{11} μ_{11} - И.4 таблицасы боюнча)	μ_{11}	μ_{12} (μ_{12} - И.4 таблицасы боюнча)

К тиркеме

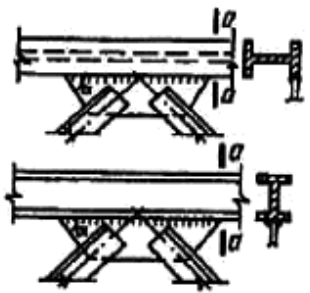
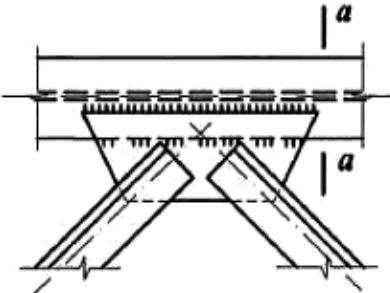
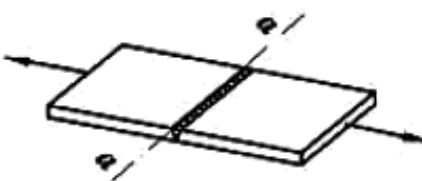
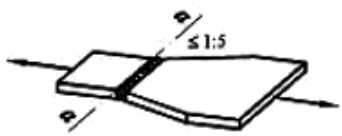
Элементтердин чарчоосун эсептөөгө

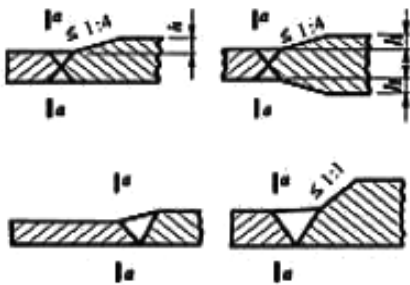
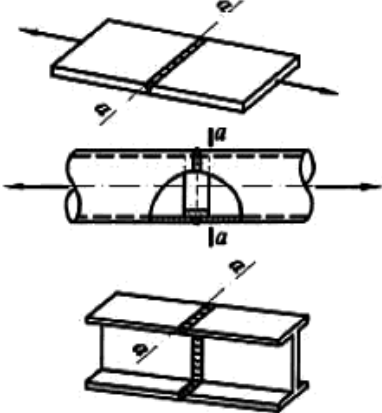
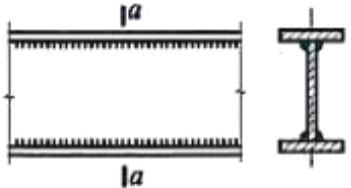
К.1 т а б л и ц а – Чарчоону эсептөөдө элементтердин жана бирикмелердин топтору

Элементтин схемасы жана эсептик кесилиштин жайгашуусу	Элементтин мүнөздөмөсү	Элементтердин тобу
1 	Прокаттык же механикалык жол менен иштетилген четтери бар негизги металл	1
	Ошондой эле, машиналык газ кескич менен кесилген четтери менен	2
2 	Өтмөнүн r ар кандай туурасы жана радиусундагы механикалык жол менен иштетилген четтери бар негизги металл, мм:	
	200	1
	10	4

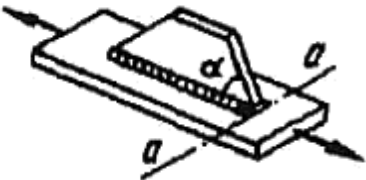
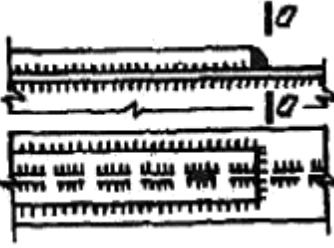
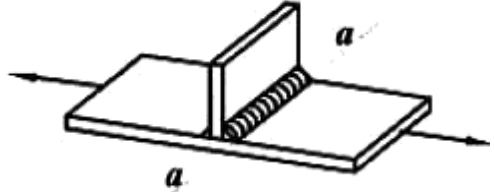
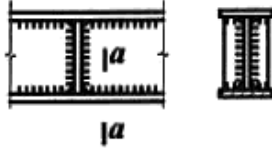
Элементтин схемасы жана эсептик кесилиштин жайгашуусу	Элементтин мүнөздөмөсү	Элементтердин тобу
3 	Фрикциялык бирикмелердеги негизги металл	1
4 	Кесилиштердеги көзөнөк боюнча буроолуу (А тактык классындагы буроолор) бирикмелердеги негизги металл: а) кош төшөмөлөрдө б) бир жактуу төшөлмөлөрдө	4 5
5 	$\alpha \geq 72^\circ$ $r \geq 0,5b$ болгондогу өтмөлөр жана буралуулар (1 газ кескичинин жыштыгынын классы же фрезеровка)	2
6 	Фасонкадан элементке механикалык иштетүүсүз өткөн конструкциялардын элементтерине уламалап же таврга ширетилген тик бурчтуу формадагы фасонкалар	7

К.1 таблицасынын уландысы

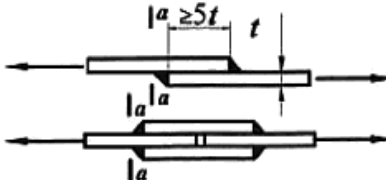
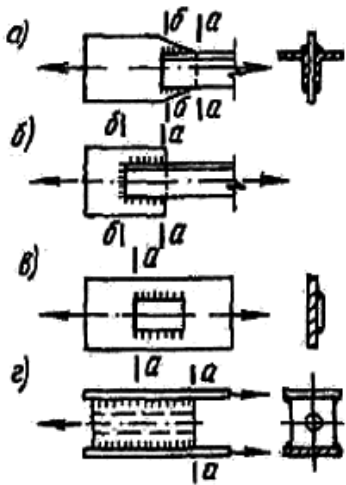
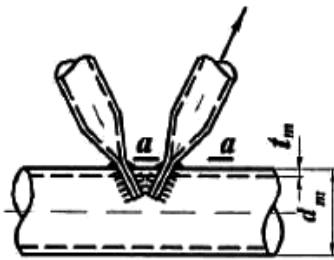
Элементтин схемасы жана эсептик кесилиштин жайгашуусу	Элементтин мүнөздөмөсү	Элементтердин тобу
7 	Устундун дубалдарына жана жээктерине, ошондой эле $\alpha \leq 45$ болгондо фермалардын элементтерине уламалап же таврга ширетилген фасонкалар	4
8 	Жиктерин механикалык иштетүүсүз этегинин контуру боюнча устундун жээктерине ширетилген тик бурчтуу же трапеция формасындагы фаскалар	7
9 	Улама иштетилбеген жик; жүктөм ширетилген жикке перпендикуляр; туурасы жана калыңдыгы бирдей улама элементтери	4
10 	Улама иштетилбеген жик; туурасы жана калыңдыгы ар башка улама элементтери	5

Элементтин схемасы жана эсептик кесилиштин жайгашуусу	Элементтин мүнөздөмөсү	Элементтердин тобу
11 	Жикти бекемдөөнүн механикалык ыкмасы алынып салынган улама жикке өтүүчү жердеги негизги металл: а) туурасы жана калыңдыгы бирдей элементтерди улоодо б) ошондой эле, туурасы жана калыңдыгы ар башкаларды	2 3
12 	Ширетилген улама бирикмелер: капталган листтеги лист элементинин (жүктөм ширетилген жикке перпендикуляр) каптама шакекчедеги түтүктөрдүн прокаттык профилдерди уламалап	4 4 4
13 	Жиктин огу боюнча күч колдонулганда үзгүлтүксүз узунунан кеткен жиктер менен ширетилген кош-таврдуу, таврдуу жана башка типтеги ширетилген кесилиштер	2

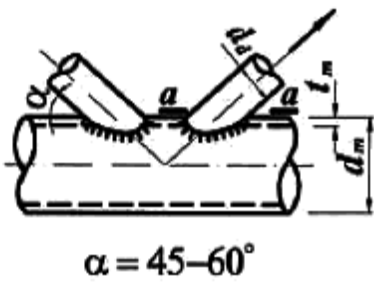
К.1 таблицасынын уландысы

Элементтин схемасы жана эсептик кесилиштин жайгашуусу	Элементтин мүнөздөмөсү	Элементтердин тобу
14 	Узунунан кеткен жиктер менен бириктирилген көмөкчү элементи бар негизги металл, α болгондо: 45° чейин 90°	4 7
15 	Туурасынан кеткен (маңдайкы) жиги механикалык иштетилбеген жээк листинин үзүлүшү	7
16 	Туурасынан кеткен жиги бар негизги металл; негизги металлга өтүүчү эки тарабынан ширетилген жик	4
17 	Бурч жиктер менен ширетилген диафрагмаларга жана кырларга жакын чоюлган жээктердин жана ферма элементтеринин негизги металлы	5

К.1 таблицасынын уландысы

Элементтин схемасы жана эсептик кесилиштин жайгашуусу	Элементтин мүнөздөмөсү	Элементтердин тобу
18 	Туурасынан кеткен (маңдайкы) бурч жикке өтүүчү жердеги негизги металл	6 5
19 	Каптал жиктери бар бирикмелердеги негизги металл (элементтен каптал жиктеринин учтарына өтүүчү жерлерде): а) эки каптал жиктүү б) каптал же маңдайкы жиктүү в) күч-аракетти негизги металл аркылуу өткөргөндө г) болот аркандарды бекитүү үчүн анкерлердин жаактары	8 7 7 8
20 	Калыңдыгынын жээктин түтүгүнүн сырткы диаметине карата катышындагы чоюлган раскостун түтүгүнүн негизги металлы $t_m/d_m \geq 1/14$ $1/20 \leq t_m/d_m < 1/14$	7 8

К.1 таблицасынын аягы

Элементтин схемасы жана эсептик кесилиштин жайгашуусу	Элементтин мүнөздөмөсү	Элементтердин тобу
21  $\alpha = 45-60^\circ$	Раскостун жана жээктин диаметрлеринин катышындагы $d_d/d_m=0,4\div 0,7$ жана калыңдыгынын жээктин түтүгүнүн сырткы диаметрине карата катышындагы чоюлган раскостун түтүгүнүн негизги металлы: $t_m/d_m \geq 1/14$ $1/20 \leq t_m/d_m < 1/14$ $1/35 < t_m/d_m < 1/20$	6 7 8

Курулуштагы ченемдик документтер тутуму
КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН КУРУЛУШ ЧЕНЕМДЕРИ

Система нормативных документов в строительстве
СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

**БОЛОТ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫ.
ДОЛБООРЛОО ЧЕНЕМДЕРИ
КР КЧ 53-01:2022**

**СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.
НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ
СН КР 53-01:2022**

Актуализированная редакция СНиП II-23-81*
КЧжЭ II-23-81* жаңыртылган редакциясы

Расмий басылма
Издание официальное

КЫРГЫЗ РЕСПУБЛИКАСЫНЫН МИНИСТРЛЕР КАБИНЕТИНЕ КАРАШТУУ
АРХИТЕКТУРА, КУРУЛУШ ЖАНА ТУРАК ЖАЙ-КОММУНАЛДЫК ЧАРБА
МАМЛЕКЕТТИК АГЕНТТИГИ

ГОСУДАРСТВЕННОЕ АГЕНТСТВО
АРХИТЕКТУРЫ, СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
ПРИ КАБИНЕТЕ МИНИСТРОВ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

БИШКЕК 2022

Предисловие

1 АКТУАЛИЗИРОВАНЫ: Государственным институтом сейсмостойкого строительства и инженерного проектирования (ГИССиИП) Государственного агентства архитектуры, строительства и жилищно-коммунального хозяйства при Кабинете Министров Кыргызской Республики (Госстрой)

2 ВНЕСЕНЫ: Управлением архитектуры и технического нормирования Госстроя

3. УТВЕРЖДЕНЫ приказом Госстроя от 26 декабря 2022 года № 60-нпа И ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ 1 февраля 2023 года на основе делегированных полномочий в соответствии с постановлением Правительства Кыргызской Республики от 15 сентября 2014 года № 530

4 ЗАРЕГИСТРИРОВАНЫ Министерством юстиции Кыргызской Республики в Государственном реестре нормативных правовых актов от 13 января 2023 года № 239

5 Взамен СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»

Настоящие Строительные нормы не могут быть полностью или частично воспроизведены, тиражированы и распространены в качестве официального издания без разрешения Госстроя.

© Госстрой, 2022

В случае пересмотра (замены) или отмены настоящих строительных норм соответствующее уведомление будет опубликовано в установленном порядке. Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования – на официальном сайте разработчика

Содержание

1	Область применения	1
2	Нормативные ссылки	2
3	Термины и определения	3
4	Общие положения	4
4.1	Основные требования к конструкциям.....	4
4.2	Основные расчетные требования	6
4.3	Учет назначения и условий работы конструкций	8
5	Материалы для конструкций и соединений	11
6	Расчетные характеристики материалов и соединений	14
7	Расчет элементов стальных конструкций при центральном растяжении и сжатии.....	18
7.1	Расчет элементов сплошного сечения	18
7.2	Расчет элементов сквозного сечения	22
7.3	Проверка устойчивости стенок и поясных листов центрально сжатых элементов сплошного сечения	28
8	Расчет элементов стальных конструкций при изгибе	34
8.1	Общие положения расчета	34
8.2	Расчет на прочность изгибаемых элементов сплошного сечения	34
8.3	Расчет на прочность балок крановых путей сплошного сечения	41
8.4	Расчет на общую устойчивость изгибаемых элементов сплошного сечения.....	43
8.5	Проверка устойчивости стенок и поясных листов изгибаемых элементов сплошного сечения.....	46
8.6	Расчет опорных плит.....	59
9	Расчет элементов стальных конструкций при действии продольной силы с изгибом	60
9.1	Расчет на прочность элементов сплошного сечения	60
9.2	Расчет на устойчивость элементов сплошного сечения	61
9.3	Расчет на устойчивость элементов сквозного сечения	66
9.4	Проверка устойчивости стенок и поясов.....	68
10	Расчетные длины и предельные гибкости элементов стальных конструкций	73
10.1	Расчетные длины элементов плоских ферм, ветвей колонн и связей* ..	73
10.2	Расчетные длины элементов пространственных решетчатых конструкций, в том числе структурных.....	77
10.3	Расчетные длины колонн (стоек).....	82
10.4	Предельные гибкости элементов.....	87
11	Расчет листовых конструкций	92
11.1	Расчет на прочность	92
11.2	Расчет на устойчивость.....	94
12	Расчет элементов стальных конструкций на усталость	98
12.1	Общие положения расчета	98
12.2	Расчет балок крановых путей	100

13	Проектирование стальных конструкций с учетом предотвращения хрупкого разрушения.....	101
14	Проектирование соединений стальных конструкций.....	105
14.1	Сварные соединения	105
14.2	Болтовые соединения.....	112
14.3	Фрикционные соединения (на болтах с контролируемым натяжением).....	118
14.4	Поясные соединения в составных балках.....	121
15	Требования по проектированию зданий, сооружений и конструкций	122
15.1	Расстояния между температурными швами	122
15.2	Фермы и структурные плиты покрытий	124
15.3	Колонны	125
15.4	Связи.....	126
15.5	Балки.....	130
15.6	Балки крановых путей	131
15.7	Листовые конструкции	131
15.8	Висячие покрытия	132
15.9	Фланцевые соединения.....	133
15.10	Соединения с фрезерованными торцами.....	136
15.11	Монтажные крепления	136
15.12	Опорные части.....	137
16	Требования по проектированию конструкций опор воздушных линий электропередачи, открытых распределительных устройств и контактных сетей транспорта.....	138
17	Требования по проектированию конструкций антенных сооружений связи высотой до 500 м	148
18	Требования по проектированию конструкций зданий и сооружений при реконструкции	152
18.1	Общие положения	152
18.2	Расчетные характеристики стали и соединений	153
18.3	Усиление конструкций	156
Приложение А	Основные буквенные обозначения величин	164
Приложение Б	Физические характеристики материалов для стальных конструкций.....	169
Приложение В	Материалы для стальных конструкций и их расчетные сопротивления	171
Приложение Г	Материалы для соединений стальных конструкций	182
Приложение Д	Коэффициенты для расчета на устойчивость центрально и внецентренно сжатых элементов.....	188
Приложение Е	Коэффициенты для расчета элементов конструкций с учетом развития пластических деформаций	200
Приложение Ж	Коэффициент устойчивости при изгибе φ_b	203
Приложение И	Коэффициенты расчетной длины участков ступенчатых колонн.....	210
Приложение К	К расчету элементов на усталость.....	217

Введение

Настоящие нормы содержат основные положения по проектированию стальных конструкций зданий и сооружений на территории Кыргызской Республики. Актуализация СНиП II-23-81* выполнена с целью обеспечить общие критерии и методы проектирования, отвечающие необходимым требованиям надежности, долговечности и экономии, а также использования материалов и сопутствующей продукции, характеристики которых реализуются в расчетах стальных конструкций.

Учитывая общие критерии и методы проектирования, отвечающие необходимым требованиям надежности, долговечности и экономии; единое понимание процесса проектирования конструкций; упростить обмен услугами в области строительства между государствами-участниками; облегчить маркетинг и использование строительных материалов и сопутствующей продукции, характеристики которых используются в расчетах по проектированию, а также отсутствие собственной производственной базы по изготовлению профилей металлопроката (металлургической промышленности), участие Кыргызской Республики в межгосударственном совете по стандартизации, метрологии и сертификации стран СНГ, а также многолетний опыт сотрудничества в сфере строительного проектирования с ведущими научно-исследовательскими и проектными организациями Российской Федерации, за основу настоящих норм приняты СНиП II-23-81* и Свод правил СП.16.13330.2017.

В актуализации норм принимали участие: Государственный институт сейсмостойкого строительства и инженерного проектирования (ГИССиИП) – к.т.н. Сыдыков А.Ж., к.т.н. Косивцов Г.В., инж. Тайлакова Ж.К, Жолбулакова А.Т., Кыргызско-Российский Славянский университет им. Ельцина – д.т.н., профессор Семёнов В.С., Международная ассоциация экспертов по сейсмостойкому строительству д.т.н. Бегалиев У.Б, к.т.н. Абдыбалиев М.К., ЦНИИСК им. Кучеренко АО НИЦ «Строительство», г. Москва д.т.н., проф. Ведяков И.И., канд. техн. наук Конин Д.В.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ НОРМЫ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

Система нормативных документов в строительстве

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Болот конструкциялары. Долбоорлоо ченемдери

Steel structures. Design standards

Актуализированная редакция
СНиП II-23-81*

Дата введения – 2023.02.01

1 Область применения

1.1 Настоящие строительные нормы устанавливают требования на проектирование и расчет стальных строительных конструкций зданий и сооружений различного назначения.

Настоящие строительные нормы не распространяются на проектирование стальных конструкций мостов, транспортных тоннелей и труб под насыпями.

1.2 При проектировании стальных конструкций, находящихся в особых условиях эксплуатации (конструкций доменных печей; магистральных и технологических трубопроводов; резервуаров специального назначения; конструкций зданий, подвергающихся сейсмическим воздействиям, интенсивным воздействиям огня, температуры, радиации, агрессивных сред; конструкций гидротехнических и мелиоративных сооружений), конструкций уникальных зданий и сооружений, зданий атомных электростанций, а также конструкций специальных видов (например, предварительно напряженных, пространственных, висячих, сталежелезобетонных, стальных тонкостенных из холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов с самонарезающими винтами), следует соблюдать требования, предусмотренные соответствующими нормативными документами, в которых отражены особенности работы этих конструкций.

2 Нормативные ссылки

СН КР 20-02:2018* Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования;
СП КР 10-102:2020* Строительная терминология;
СНиП КР 23-02-00 Строительная климатология;
СНиП КР 52-01:2009 Несущие и ограждающие конструкции;
СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия;
СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений;
СНиП 2.03.11-85* Защита строительных конструкций от коррозии;
СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы;
СНиП 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий;
ГОСТ 19425-74 Балки двутавровые и швеллеры стальные специальные.

Сортамент;

ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований.
Основные положения;

ГОСТ 27772-88* Прокат для строительных стальных конструкций. Общие
технические условия;

ГОСТ 28548-90 Трубы стальные. Термины и определения;

ГОСТ Р 54864-2016 Трубы стальные бесшовные горячедетформированные
для сварных стальных строительных конструкций. Технические условия;

ГОСТ Р 57837-2017 Двутавры стальные горячекатаные с параллельными
гранями полок. Технические условия;

ГОСТ Р 58064-2018 Трубы стальные сварные для строительных конструкций.
Технические условия;

ГОСТ Р ИСО 857-1-2009 Сварка и родственные процессы. Словарь часть 1,
Процессы сварки металлов. Термины и определения;

ГОСТ Р ИСО 17659-2009 Сварка. Термины многоязычные для сварных
соединений.

П р и м е ч а н и е – При пользовании настоящих строительных норм целесообразно
проверить действие ссылочных документов в информационной системе общего пользования – на
официальном сайте органа в сфере стандартизации в сети Интернет или по Строительному
Каталогу СК-1 (Указатель) в трех частях (Строительный каталог часть 1, Строительный каталог
часть 2, Строительный каталог часть 3), который опубликован по состоянию на 1 января
текущего года.

Если заменен ссылочный документ, на который дана недатированная ссылка, то следует
использовать действующую версию этого документа с учетом всех внесенных в данную версию
изменений. Если заменен ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, то следует
использовать версию этого документа с указанным выше годом утверждения (принятия). Если
после утверждения настоящих строительных норм в ссылочный документ, на который дана
датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то
это положение следует применять без учета данного изменения. Если ссылочный документ
отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, следует применять в части,

не затрагивающей эту ссылку. Сведения о действии норм и правил целесообразно проверить в информационном фонде технических регламентов и стандартов.

3 Термины и определения

В настоящих строительных нормах применены термины и определения по СП КР 10-102, ГОСТ 2601, ГОСТ Р ИСО 857-1, ГОСТ Р ИСО 17659 и ГОСТ 28548, а также следующие термины соответствующими определениями.

1 аварийное состояние: При наличии дефектов и повреждений, свидетельствующих об исчерпании несущей способности особо ответственных элементов и соединений, представляющих опасность разрушения конструкций и могущих вызвать потерю устойчивости объекта в целом.

2 гибкость: Гибкость элемента отношение длины элемента к наименьшему радиусу инерции его поперечного сечения.

3 нормативное состояние: При отсутствии дефектов и повреждений и соответствии всех требований проектной документации, действующим нормам и национальным стандартам.

4 коэффициент условий работы конструкций и элементов конструкций: Частный коэффициент, учитывающий неопределенность расчетной модели сопротивления, а также в отдельных случаях неопределенность расчетной модели воздействия и/или эффекта воздействия.

5 коэффициент условий работы: Коэффициенты, учитывающие наиболее вероятные особенности действительной работы материалов, конструкций и оснований при строительстве и эксплуатации сооружений и вводимые множителем при определении расчетных сопротивлений элементов конструкции и их соединений.

6 коэффициент надежности: Установленный нормами расчета коэффициент, учитывающий возможность отклонения нагрузки (коэффициент надежности по нагрузке) или прочности материала (коэффициент надежности по материалу) от нормативных их значений.

7 прочность стали: Механическое свойство стали, характеризующее ее способность сопротивляться внутренним напряжениям и деформациям, возникающим под действием нагрузки или других факторов.

Примечание – Основными характеристиками прочности стали являются предел текучести и предел прочности.

8 прогиб: Вертикальное перемещение точки, лежащей на оси строительных конструкций, таких как балка, арка, рама и т.п., под действием силовых, температурных и других факторов.

9 работоспособное состояние: При наличии дефектов и повреждений локального характера, которые при последующем развитии не могут оказать влияния на несущую способность других элементов и конструкции в целом, и не ограничивают в конкретных условиях нормальную эксплуатацию здания или сооружения.

10 расчетное сопротивление: Сопротивление материала, учитываемое в методике расчета конструкций по предельным состояниям.

11 расчетное значение прочности стали: Отношение показателя характеристического значения прочности стали к частному коэффициенту по материалу или значение, определяемое посредством испытаний.

12 расчетная длина: Условная длина элемента с шарнирным закреплением концов, имеющего такую же критическую силу потери устойчивости, как и рассматриваемый элемент или его отрезок.

13 расчетная длина колонн: Зависит от способа закрепления рассчитываемой конструкции на опорах или на опоре.

14 сварные соединения: Участок конструкции или изделия, на котором сваркой соединены между собой составляющие их элементы, выполненные из однородного или разнородных материалов.

15 ограниченно работоспособное: При наличии дефектов и повреждений, не представляющих опасности внезапного разрушения или потери устойчивости конструкций, но могущих в дальнейшем вызвать повреждения других элементов и узлов конструкций, или (при развитии повреждения) перейти в категорию опасных, когда для обеспечения эксплуатации здания (сооружения) необходим контроль за состоянием конструкций, за продолжительностью их эксплуатации, за параметрами технологических процессов (например, ограничение грузоподъемности мостовых кранов) или требуется усиление конструкций.

16 характеристическое значение прочности стали: Значение показателя характеристики прочности стали, определенное как 5%-ный квантиль статистического распределения значений предела текучести или предела прочности (с обеспеченностью 0,95).

4 Общие положения

4.1 Основные требования к конструкциям

4.1.1 При проектировании стальных строительных конструкций следует:

- принимать конструктивные схемы, обеспечивающие прочность, устойчивость и пространственную неизменяемость зданий и сооружений в целом

и их отдельных элементов при изготовлении, транспортировании, монтаже и эксплуатации;

- соблюдать требования СНиП 2.03.11 в части защиты строительных конструкций от коррозии;
- учитывать их огнестойкость и обеспечивать их огнезащиту в соответствии с системой противопожарной защиты объектов;
- применять атмосферостойкие (коррозионно-стойкие) и огнестойкие стали;
- обосновывать увеличение расчетной толщины проката и стенок труб требованиями защиты от коррозии и повышения предела огнестойкости конструкций;
- соблюдать требования нормативных документов на конструкции соответствующего вида;
- выполнять расчет точности размеров конструкций и их элементов при техническом обосновании согласно нормативным документам.

4.1.2 Не допускается предусматривать использование восстановленных стальных труб и других бывших в употреблении видов металлоконструкций, в проектной и рабочей документации на строительство, реконструкцию и капитальный ремонт зданий и сооружений повышенного и нормального уровней ответственности, а также при строительстве и эксплуатации особо опасных, технически сложных и уникальных объектов.

4.1.3 Стальные конструкции открытых (эксплуатируемых на открытом воздухе, то есть незащищенных от атмосферных воздействий) сооружений (крановых эстакад, опор ЛЭП, опор трубопроводов и емкостей, площадок обслуживания, этажеров, навесов и т.п.) должны быть доступными для наблюдения, оценки технического состояния, выполнения профилактических и ремонтных работ и не должны задерживать влагу и затруднять проветривание. Данные требования не распространяются на конструкции, замурованные в бетоне или в кирпичной кладке, или другими способами, облицованные листовыми материалами и эксплуатируемые внутри отапливаемого здания.

Торцы конструкций из замкнутого профиля должны иметь заглушки, кроме элементов конструкций, подлежащих горячему цинкованию.

4.1.4 Рабочие чертежи конструкций должны соответствовать требованиям нормативных документов по изготовлению, качеству и монтажу стальных строительных конструкций.

В рабочих чертежах конструкций (КМ и КМД) и в документации на заказ материалов следует указывать:

- марки стали и требования к ним, предусмотренные настоящими нормами;
- способ выполнения сварных соединений, тип (способ) сварки; типы, марки,

диаметры электродов, положение шва при сварке, тип подкладки для стыковых швов;

- классы прочности и точности болтов; при использовании болтов с контролируемым натяжением – усилие предварительного натяжения и способ контроля натяжения болта;
- способ подготовки контактных поверхностей для фрикционных соединений;
- расположение и размеры сварных, болтовых и фрикционных соединений с указанием выполнения их в заводских или монтажных условиях и, в отдельных случаях, последовательность наложения швов и установки болтов;
- способы и объем контроля качества при изготовлении и монтаже;
- требования к защите конструкций от коррозии;
- требования по огнезащите.

4.2 Основные расчетные требования

4.2.1 Стальные конструкции и их расчет должны удовлетворять требованиям по надежности ГОСТ 27751.

Расчет стальных конструкций следует выполнять с учетом назначения конструкций, условий их изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации, а также свойств материалов.

В расчетных схемах должны быть учтены деформационные характеристики опорных закреплений, оснований и фундаментов.

4.2.2 При расчете конструкций значения нагрузок и воздействий, а также предельные значения прогибов и перемещений элементов конструкций следует принимать согласно СНиП 2.01.07, СНиП 2.09.03 и разделов 16 и 17.

4.2.3 За расчетную температуру в районе строительства следует принимать температуру наружного воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0,98, определенную согласно СНиП КР 23-02.

Расчетная технологическая температура устанавливается в задании на разработку строительной части проекта.

4.2.4 Расчетные схемы и основные предпосылки расчета должны отражать действительные условия работы стальных конструкций.

Рассматриваются следующие расчетные модели несущих конструкций:

отдельные конструктивные стержневые элементы (растянутые, сжатые, внецентренно сжатые, сжато-изгибаемые и изгибаемые);

плоские или пространственные системы, раскрепленные (несвободные - рисунок 1, а); расчет таких конструкций выполняется путем расчета отдельных

элементов с учетом их взаимодействия между собой и с основанием по СНиП 2.02.01;

плоские или пространственные системы, нераскрепленные (свободные – рисунок 1, б); при расчете таких конструкций, наряду с проверкой отдельных элементов, следует учитывать возможность достижения предельного состояния системы в целом;

листовые конструкции (оболочки вращения).

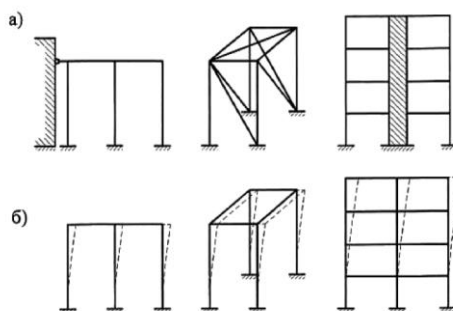


Рисунок 1 – Схемы систем, раскрепленных (а) и не раскрепленных от перемещений (б)

При моделировании нелинейной работы стали для расчетов по первой группе предельных состояний следует использовать расчетную диаграмму работы сталей в обобщенных параметрах $\bar{\sigma} = \frac{\sigma}{R_{yn}}$ и $\bar{\varepsilon} = \frac{\varepsilon E}{R_{yn}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{yn}}$, представленную на рисунке

В.1 (приложение В). Значение соответствующих координат характерных точек диаграммы следует принимать по таблице В.9. Расчеты выполняют по одному из трех вариантов кривой: OBD, OACD, OACDEF в зависимости от класса элементов конструкций по 4.2.7.

4.2.5 Пространственные стальные конструкции следует рассчитывать как единые системы с учетом факторов, определяющих напряженное и деформированное состояния, совместной работы элементов конструкций между собой и с основанием.

При расчете пространственных конструкций (мембран, пластинок, оболочек), а также конструкций с элементами с нелинейной диаграммой деформирования, следует учитывать влияние геометрической и физической нелинейности.

4.2.6 Несущая способность и жесткость каркасов производственных зданий обеспечивается поперек здания поперечными рамами, состоящими из колонн (стоек рамы) и ригелей в виде ферм или сплошностенчатых сечений (балок), а

вдоль здания – элементами каркаса (подкрановыми конструкциями, подстропильными фермами, связями между колоннами и фермами, кровельными прогонами или ребрами стальных кровельных панелей).

Оценивать общую устойчивость каркаса по недеформированной схеме следует для: рамной (с жесткими узлами соединения ригелей с колоннами), рамно-связевой (рамный каркас с вертикальными диафрагмами жесткости или жесткими вставками) или связевой (с шарнирными узлами соединения ригелей с колоннами) систем, у которых есть в своем составе продольные и поперечные рамы и связи, установленные в соответствии с 15.4.

В рамно-связевой или в связевой системе, когда узлы связевого блока не совпадают с узлами каркаса, расчет следует выполнять по деформированной схеме (с учетом геометрической нелинейности системы).

4.2.7 Элементы конструкций, рассматриваемые в настоящих строительных нормах, в зависимости от напряженно-деформированного состояния (НДС) расчетного сечения подразделяются на три класса:

1-й класс – НДС, при котором напряжения по всей площади сечения не превышают расчетного сопротивления стали $|\sigma| \leq R_y$ (упругое состояние сечения);

2-й класс – НДС, при котором в одной части сечения $|\sigma| < R_y$, а в другой $|\sigma| = R_y$ (упруго-пластическое состояние сечения);

3-й класс – НДС, при котором по всей площади сечения $|\sigma| = R_y$ (пластическое состояние сечения, условный пластический шарнир).

4.2.8. Буквенные обозначения величин, использованные в настоящих строительных нормах, приведены в приложении А.

4.3 Учет назначения и условий работы конструкций

4.3.1 В зависимости от назначения, условий работы и наличия сварных соединений конструкции следует подразделять на четыре группы согласно приложению В.

4.3.2 При расчете конструкций и соединений следует учитывать:

- коэффициенты надежности по ответственности γ_n , принимаемые согласно требованиям ГОСТ 27751;

- коэффициент надежности $\gamma_u = 1,3$ для элементов конструкций, рассчитываемых на прочность с использованием расчетных сопротивлений R_u ;

- коэффициенты условий работы элементов конструкций и соединений γ_c, γ_{c1} и γ_b , принимаемые по таблице 1; пункту 7.1.2; таблице 45 и разделам 14, 16, 17 и 18.

Отношение критической нагрузки к расчетной для стержневых конструкций, рассчитываемых как идеализированные пространственные системы с использованием сертифицированных вычислительных комплексов (согласно 4.2.5, 4.2.6), должно быть не меньше коэффициента надежности по устойчивости системы в целом $\gamma_S = 1,3$.

4.3.3 При проектировании конструкций, подвергающихся непосредственному воздействию подвижных, вибрационных и других переменных нагрузок, вызывающих усталость металла, следует применять такие конструктивные решения, которые не вызывают значительной концентрации напряжений, а в случаях, указанные в настоящих строительных нормах, выполнять расчет на усталость.

Т а б л и ц а 1

№	Элемент конструкций	Коэффициенты условий работы γ_c
1	Балки сплошного сечения и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т.п. при временной нагрузке, не превышающей вес перекрытий	0,90
2	Колонны общественных и жилых зданий при постоянной нагрузке, равной не менее 0,8 расчетной;	0,95
	многоэтажных зданий высотой до 150 м включительно;	0,95
	двутаврового сечения многоэтажных зданий высотой более 150 м;	0,90
	коробчатого сечения многоэтажных зданий высотой более 150 м;	0,87
	опоры водонапорных башен	0,95
3	Колонны одноэтажных производственных зданий с мостовыми кранами	1,05
4	Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из двух уголков в сварных фермах покрытий и перекрытий при расчете на устойчивость указанных элементов с гибкостью $\lambda > 60$	0,80

10

Окончание таблицы 1

№	Элемент конструкций	Коэффициенты условий работы γ_c
П р и м е ч а н и я 3 При расчете опорных плит коэффициенты, приведенные в позициях 9 и 2, 9 и 3, следует учитывать совместно. 4 Коэффициенты для элементов, приведенных в позициях 1 и 2, следует учитывать также при расчете их соединений. 5 В случаях, не оговоренных в настоящей таблице, в формулах следует принимать $\gamma_c = 1$.		

4.3.4 При проектировании конструкций, возводимых или эксплуатируемых в условиях низких температур ($t < -45^\circ\text{C}$), при которых повышается возможность хрупкого разрушения, следует учитывать требования к материалу, конструированию и технологии изготовления.

4.3.5 При проектировании сварных конструкций следует снижать вредное влияние остаточных деформаций и напряжений, в том числе сварочных, а также концентрации напряжений, предусматривая соответствующие конструктивные решения (с наиболее равномерным распределением напряжений в элементах и деталях, без входящих углов, резких перепадов сечения и других концентраторов напряжений) и технологические мероприятия (порядок сборки и сварки, предварительный выгиб, механическую обработку соответствующих зон путем строжки, фрезерования, зачистки абразивным кругом и др.).

5 Материалы для конструкций и соединений

5.1 Физические характеристики материалов, применяемых для стальных конструкций, следует принимать согласно таблицам Б.1 и Б.2 (приложение Б).

5.2 При назначении стали для конструкций следует учитывать группу конструкций, расчетную температуру, требования по ударной вязкости и химическому составу согласно приложению В.

5.3 Для конструкций следует использовать фасонный (уголки, двутавры, швеллеры), листовой, широкополосный универсальный прокат и гнутые профили; тонколистовой прокат из углеродистой стали и из стали повышенной прочности; холодногнутые профили; профили гнутые замкнутые квадратные и прямоугольные; сортовой прокат (круг, квадрат, полоса) в соответствии с действующими нормативными документами (НД); электросварные и

горячедеформированные бесшовные трубы – в соответствии с таблицами В.1 и В.2 (приложение В).

Другие материалы, с сертификатом соответствия установленной формы, следует использовать при условии выполнения требований приложения В к механическим свойствам и химическому составу.

В зависимости от особенностей конструкций и узлов при заказе стали следует учитывать классификацию листового проката в зависимости от значения относительного сужения Ψ_Z (см. 13.4) в соответствии с действующим стандартом.

Для обеспечения предела огнестойкости (45 мин) для всех групп, согласно приложению В, открытых конструкций (см. 4.1.2), независимо от расчетной температуры, следует назначать прокат из стали С 355П или прокат из других сталей, обеспечивающих предел огнестойкости 45 мин.

5.4 Для отливок (опорных частей и т.п.) следует применять сталь, удовлетворяющую требованиям действующих стандартов для группы II (отливки ответственного назначения для деталей, рассчитываемых на прочность, работающих при статических и переменных нагрузках) или III (отливки особо ответственного назначения для деталей, рассчитываемых на прочность, работающих при динамических нагрузках). Расчетные сопротивления отливок из серого чугуна следует принимать по таблице В.8.

5.5 Для сварки стальных конструкций следует применять: электроды для ручной дуговой сварки; сварочную проволоку; флюсы; порошковую проволоку для автоматической и механизированной сварки в соответствии с таблицей Г.1 (приложение Г), а также углекислый газ и аргон в соответствии с действующими стандартами.

Применяемые сварочные материалы и технология сварки должны обеспечивать значение временного сопротивления металла шва не ниже нормативного значения временного сопротивления R_{un} основного металла, а также значения твердости, ударной вязкости и относительного удлинения металла сварных соединений, установленные соответствующими нормативными документами.

5.6 Для болтовых соединений следует применять стальные болты, гайки и шайбы, удовлетворяющие техническим требованиям действующих нормативных документов и стандартов, а также болты, гайки и шайбы, указанные в 5.7.

Болты следует применять согласно таблице Г.3.

При работе болтов на срез и растяжение классы прочности гаек следует принимать в соответствии с классом прочности болтов: 5 – при 5.6; 8 - при 8.8; 10 – при 10.9; 12 – при 12.9.

При работе болтов только на срез применяют класс прочности гаек при классе прочности болтов: 4 – при 5.6 и 5.8; 5 – при 8.8; 8 – при 10.9; 10 – при 12.9.

Шайбы следует применять: круглые, косые и пружинные нормальные в соответствии с действующими стандартами.

5.7 Для фрикционных и фланцевых соединений следует применять болты классов прочности 8.8, 10.9, 12.9, гайки и шайбы соответствующих классов, конструкцией и размерами, удовлетворяющими действующим стандартам.

5.8 Марки стали для фундаментных болтов, их конструкцию и размеры следует выбирать в соответствии с действующими стандартами и требованиями, приведенными в таблице Г.4 (приложение Г).

Болты (U-образные) для крепления оттяжек антенных сооружений связи, а также U-образные и фундаментные болты опор воздушных линий электропередачи и распределительных устройств следует применять из стали марок, указанных в таблице Г.4 (приложение Г).

Анкерные болты следует применять согласно требованиям СНиП 2.09.03.

5.9 Гайки для фундаментных и U-образных болтов следует применять по соответствующим техническим требованиям действующих стандартов.

Для фундаментных болтов из стали Ст3пс2, Ст3сп2, Ст3пс4, Ст3сп4 диаметром до 48 мм следует применять гайки класса прочности 4, диаметром свыше 48 мм - из материала не ниже группы 02 по соответствующему стандарту.

Для фундаментных болтов диаметром до 48 мм из стали марки 09Г2С и других сталей следует применять гайки класса прочности не ниже 5-го, диаметром свыше 48 мм – из материала не ниже группы 05 по соответствующему стандарту. Гайки следует применять из стали марок, принимаемых для болтов.

5.10 Для шарниров, катков и болтов, работающих в качестве шарниров, а также подкладных листов под катки, следует применять поковки по СНиП 2.05.03.

5.11 Для несущих элементов висячих покрытий, оттяжек опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств, контактных сетей транспорта, мачт и башен, а также напрягаемых элементов в предварительно напряженных конструкциях в соответствии с действующими стандартами следует применять:

- спиральные канаты;

- канаты двойной свивки;

- канаты закрытые несущие;

- пучки и пряди параллельных проволок, формируемых из канатной проволоки.

6 Расчетные характеристики материалов и соединений

6.1 Расчетные сопротивления проката, гнутых профилей и труб для различных видов напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в таблице 2, где нормативные сопротивления R_{yn} и R_{un} следует принимать согласно НД.

Т а б л и ц а 2

Напряженное состояние	Расчетные сопротивления проката и труб
Растяжение, сжатие, изгиб: по пределу текучести по временному сопротивлению Сдвиг Смятие	$R_y = R_{yn} / \gamma_m$ $R_u = R_{un} / \gamma_m$ $R_s = 0,58 R_{yn} / \gamma_m$
торцевой поверхности (при наличии пригонки)	$R_p = R_{un} / \gamma_m$
местное в цилиндрических шарнирах (цапфах)	$R_{lp} = 0,5 R_{un} / \gamma_m$
при плотном касании	
Диаметральное сжатие катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью)	$R_{cd} = 0,025 R_{un} / \gamma_m$

Значения коэффициентов надежности по материалу γ_m проката, гнутых профилей и труб следует принимать по таблице 3.

Т а б л и ц а 3

Условия контроля свойств проката	Коэффициент надежности по материалу γ_m
Для проката при статистической процедуре контроля его свойств	1,025
Для проката, не использующего статистическую процедуру контроля его свойств с пределом текучести свыше 380 Н/мм ² , и для горячедеформированных труб	1,100
Для остального проката и труб, соответствующих требованиям настоящих строительных норм	1,050
Для проката и труб, поставляемых по зарубежной нормативной документации	1,050
Для проката и труб, используемых в сооружениях класса КС-1 (ГОСТ 27751) с ограниченным сроком службы и пребыванием в них людей (шпунтовые ограждения котлованов, временные опоры и т.п.)	1,200

Значения нормативных и расчетных сопротивлений при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального проката и труб приведены в таблице В.3, фасонного проката – в таблицах В.4 и В.5 (приложение В).

Значения расчетных сопротивлений проката смятию торцевой поверхности, местному смятию в цилиндрических шарнирах и диаметральному сжатию катков приведены в таблице В.6 (приложение В).

6.2 Расчетные сопротивления гнутых профилей следует принимать равными расчетным сопротивлениям листового проката, из которого они изготовлены.

6.3 Значения расчетных сопротивлений отливок из углеродистой стали следует принимать по таблице В.7 (приложение В).

6.4 Расчетные сопротивления сварных соединений для соединений различных видов и напряженных состояний следует определять по формулам, приведенным в таблице 4.

Т а б л и ц а 4

Сварные соединения	Напряженное состояние	Характеристика расчетного сопротивления	Расчетные сопротивления сварных соединений
Стыковые	Сжатие, растяжение и изгиб при автоматической, механизированной или ручной сварке при контроле качества шва неразрушающими методами	По пределу текучести	$R_{wy} = R_y$
		По временному сопротивлению	$R_{wu} = R_u$
	Растяжение и изгиб при автоматической, механизированной или ручной сварке	По пределу текучести	$R_{wy} = 0,85R_y$
	Сдвиг		$R_{ws} = R_s$
С угловыми швами	Срез (условный)	По металлу шва	$R_{wf} = \frac{0,55R_{wun}}{\gamma_{wm}}$
		По металлу границы сплавления	$R_{wz} = 0,45R_{un}$
Примечание – Значения коэффициентов надежности по металлу шва γ_{wm} следует принимать равными: 1,25 – при $R_{wun} \leq 490\text{Н / мм}^2$; 1,35 – при $R_{wun} \geq 590\text{Н / мм}^2$.			

Расчетное сопротивление сварного стыкового соединения элементов из сталей с разными нормативными сопротивлениями следует принимать как для стыкового соединения из стали с меньшим значением нормативного сопротивления.

Значения нормативных R_{wun} и расчетных R_{wf} сопротивлений металла угловых швов приведены в таблице Г.2 (приложение Г).

6.5 Расчетные сопротивления одноболтового соединения следует определять по формулам, приведенным в таблице 5.

Т а б л и ц а 5

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления одноболтовых соединений					
		срезу и растяжению болтов классов прочности					смятию соединяемых элементов
		5.6	5.8	8.8	10.9	12.9	
Срез	R_{bs}	0,42 R_{bun}	0,41 R_{bun}	0,40 R_{bun}		0,35 R_{bun}	-
Растяжение	R_{bt}	0,45 R_{bun}	-	0,54 R_{bun}	0,7 R_{bun}		-
Смятие: а) болты класса точности А	R_{bp}^*	-					1,60 R_u
б) болты класса точности В		-					1,35 R_u
* R_{bp} следует определять для соединяемых элементов из стали с пределом текучести до 440 Н/мм ² .							

Значения нормативных и расчетных сопротивлений срезу и растяжению стали болтов в одноболтовых соединениях приведены в таблице Г.5, а смятию элементов, соединяемых болтами, в таблице Г.6 (приложение Г).

6.6 Расчетное сопротивление растяжению фундаментных и анкерных болтов R_{ba} следует определять по формуле

$$R_{ba} = 0,8 R_{yn} \quad (1)$$

Значения расчетных сопротивлений растяжению фундаментных болтов приведены в таблице Г.7 (приложение Г).

Расчетное сопротивление растяжению U-образных болтов R_{bU} , указанных в 5.8, следует определять по формуле

$$R_{bU} = 0,85 R_{yn} \quad (2)$$

6.7 Расчетное сопротивление растяжению высокопрочной стальной проволоки R_{dh} , применяемой в виде пучков или прядей, следует определять по формуле

$$R_{dh} = 0,63R_{un} \quad (4)$$

6.8 Значение расчетного сопротивления (усилия) растяжению стального каната следует принимать равным значению разрывного усилия каната в целом, установленному НД на стальные канаты, деленному на коэффициент надежности по материалу $\gamma_m = 1,6$.

7 Расчет элементов стальных конструкций при центральном растяжении и сжатии

7.1 Расчет элементов сплошного сечения

7.1.1 Расчет на прочность элементов из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} \leq 440$ Н/мм² при центральном растяжении или сжатии силой N следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1 \quad (5)$$

Расчет на прочность растянутых элементов, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, а также растянутых или сжатых элементов из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} > 440$ Н/мм² следует выполнять по формуле (5) с заменой значения R_y на R_u / γ_u .

7.1.2 Расчет на прочность сечений в местах крепления растянутых элементов из одиночных уголков, прикрепляемых одной полкой болтами, следует выполнять по формуле (5), а сечений растянутого одиночного уголка из стали с пределом текучести до 380 Н/мм², прикрепляемого одной полкой болтами, поставленными в один ряд по оси, расположенной на расстоянии не менее $0,5b$ (b – ширина полки уголка) от обушка уголка и не менее $1,2d$ (d – диаметр отверстия для болта с учетом положительного допуска) от пера уголка, по формуле

$$\frac{N}{A_n R_u} \cdot \frac{\gamma_u}{\gamma_{c1}} \leq 1, \quad (6)$$

где $\gamma_{c1} = (\alpha_1 A_{n1} / A_n + \alpha_2) \beta$.

Здесь A_n – площадь сечения уголка нетто;

A_{n1} – площадь части сечения прикрепляемой полки уголка между краем отверстия и пером;

$\alpha_1, \alpha_2, \beta$ – коэффициенты, принимаемые по таблице 6.

Т а б л и ц а 6

Коэффициент	Значения коэффициентов α_1, α_2 и β					
	при одном болте и расстоянии a , равном			при $a \geq 1,5d$ и $s \geq 2d$ при числе болтов в ряду		
	$1,35d^*$	$1,5d$	$2d$	2	3	4
α_1	1,70	1,70	1,70	1,77	1,45	1,17
α_2	0,05	0,05	0,05	0,19	0,36	0,47
β	0,65	0,85	1,0	1,0	1,0	1,0
* Только для элементов решеток (раскосов и распорок), кроме постоянно работающих на растяжение, при толщине полки до 6 мм. Обозначения, принятые в таблице 6: "a" – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; "s" – расстояние вдоль усилия между центрами отверстий.						

При расчете тяг и поясов траверс, элементов опор ВЛ, ОРУ и КС, непосредственно примыкающих к узлам крепления проводов, а также элементов, соединяющих в стойках узлы крепления тяг и растянутых поясов траверс, коэффициент γ_{c1} следует уменьшать на 10%.

7.1.3 Расчет на устойчивость элементов сплошного сечения при центральном сжатии силой N и удовлетворяющих требованиям 7.3.2-7.3.9, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (7)$$

где φ - коэффициент устойчивости при центральном сжатии, значение которого при $\bar{\lambda} \geq 0,6$ следует определять по формуле

$$\varphi = 0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \frac{-2}{\bar{\lambda}}}) / \frac{-2}{\bar{\lambda}}. \quad (8)$$

Значение коэффициента δ в формуле (8) следует вычислять по формуле

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \frac{-2}{\bar{\lambda}}, \quad (9)$$

где $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$ – условная гибкость стержня;

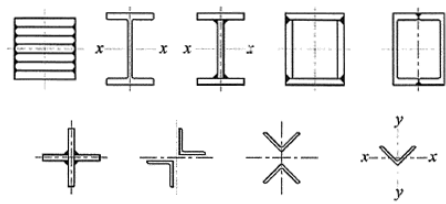
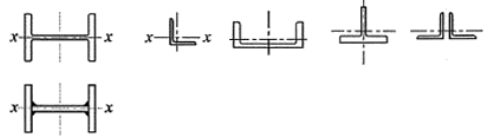
α и β – коэффициенты, определяемые по таблице 7 в зависимости от типов сечений.

Значения коэффициента φ , вычисленные по формуле (8), следует принимать не более $7,6 / \bar{\lambda}^2$ при значениях условной гибкости свыше 3,8; 4,4 и 5,8 для типов сечений a , b и c , соответственно.

При значениях $\bar{\lambda} < 0,6$ для типов сечений a и b следует принимать $\varphi = 1$.

Вычисленные по формуле (8) значения коэффициента φ приведены в таблице Д.1 (приложение Д).

Т а б л и ц а 7

Тип сечения		Значение коэффициента	
обозначение	форма	α	β
a		0,03	0,06
b		0,04	0,09
c		0,04	0,14

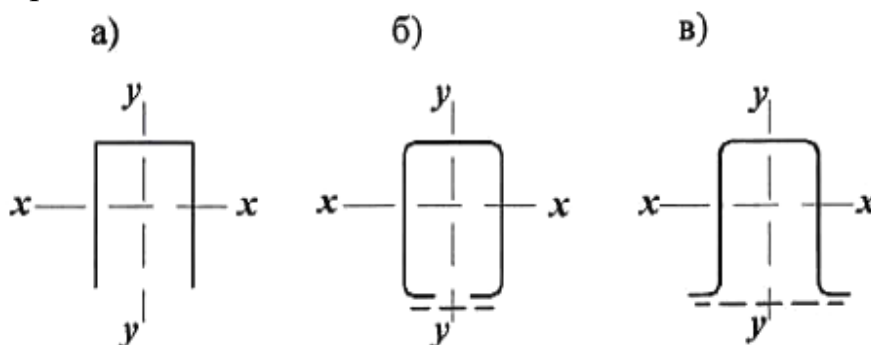
Окончание таблицы 7

Тип сечения		Значение коэффициента	
обозначение	форма	α	β
Примечания 1 Значения коэффициентов для прокатных двутавров высотой свыше 500 мм при расчете на устойчивость в плоскости стенки следует принимать по типу сечения <i>a</i>. 2 На рисунках настоящей таблицы оси "х-х" и "у-у" обозначены в сечениях, нормально к которым располагается расчетная плоскость для определения Φ по формуле (8); в остальных сечениях коэффициенты не зависят от расчетной плоскости.			

7.1.4 Расчет на устойчивость стержней из одиночных уголков следует выполнять с учетом требований 7.1.3. При определении гибкости этих стержней радиус инерции сечения уголка и расчетную длину следует принимать согласно 10.1.4 и 10.2.1.

При расчете поясов и элементов решетки пространственных конструкций из одиночных уголков следует выполнять требования 16.12.

7.1.5 Сжатые элементы со сплошными стенками открытого П-образного сечения (рисунок 2) следует укреплять планками или решеткой, при этом должны быть выполнены требования 7.2.2; 7.2.3; 7.2.7 и 7.2.8.



а) - открытое; б), в) - укрепленные планками или решетками

Рисунок 2 – П – образные сечения элементов

При отсутствии планок или решеток такие элементы, помимо расчета по формуле (7) в главных плоскостях *x-x* и *y-y*, следует проверять на устойчивость при изгибно-крутильной форме потери устойчивости по формуле*

$$\frac{N}{\varphi_c A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (10)^*$$

здесь φ_c – коэффициент, принимаемый равным

$$\varphi_c = \varphi_1 \text{ при } \varphi_1 \leq 0,85;$$

$$\varphi_c = (0,68 + 0,21\varphi_1) \leq 1 \text{ при } \varphi_1 > 0,85,$$

где значение φ_1 следует вычислять по формуле

$$\varphi_1 = 7,6c_{max} / \bar{\lambda}^2, \quad (11)$$

В формуле (11) коэффициент c_{max} следует определять по приложению Д.

7.1.6 Соединение пояса со стенкой в центрально сжатом элементе составного сплошного сечения следует рассчитывать по формулам таблицы 43 на сдвиг от условной поперечной силы Q_{fic} , определяемой по формуле (18), при этом коэффициент φ следует принимать в плоскости стенки.

7.2 Расчет элементов сквозного сечения

7.2.1 Расчет на прочность элементов сквозного сечения при центральном растяжении и сжатии следует выполнять по формуле (5), где A_n – площадь сечения нетто всего стержня.

7.2.2 Расчет на устойчивость сжатых стержней сквозного сечения, ветви которых соединены планками или решетками, следует выполнять по формуле (7); при этом коэффициент φ относительно свободной оси (перпендикулярной к плоскости планок или решеток) следует определять по формулам (8) и (9) для сечений типа b с заменой в них $\bar{\lambda}$ на $\bar{\lambda}_{ef}$. Значение $\bar{\lambda}_{ef}$ следует определять в зависимости от значений λ_{ef} , приведенных в таблице 8 для стержней с числом панелей не менее шести.

Расчет на устойчивость сквозных стержней с числом панелей менее шести следует выполнять:

при планках – как расчет рамных систем;

при решетках – согласно требованиям 7.2.5.

7.2.3 В сквозных стержнях с планками условная гибкость отдельной ветви $\bar{\lambda}_{b1}, \bar{\lambda}_{b2}$, или $\bar{\lambda}_{b3}$ (см. таблицу 8) на участке между сварными швами или крайними болтами, прикрепляющими планки, должна быть не более 1,4.

При наличии в одной из плоскостей сплошного листа вместо планок (см. рисунок 2, б) и в) гибкость ветви следует вычислять по радиусу инерции полусечения относительно его центральной оси, перпендикулярной к плоскости планок.

7.2.4 В сквозных стержнях с решетками помимо расчета на устойчивость стержня в целом следует проверять устойчивость отдельных ветвей на участках между узлами. Влияние моментов в узлах следует учитывать, например, от расцентровки элементов решетки.

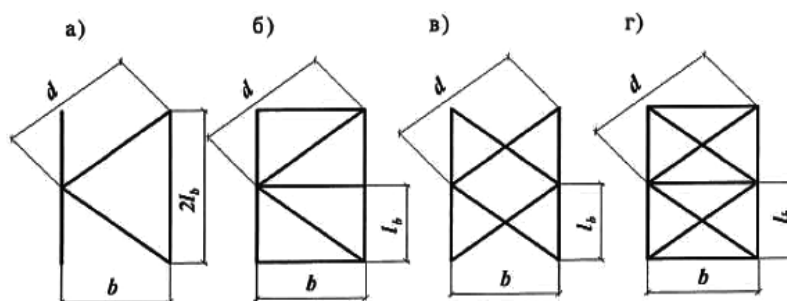
В сквозных стержнях с решетками условная гибкость отдельных ветвей между узлами должна быть не более 2,7 и не должна превышать условную приведенную гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$ стержня в целом.

Принимать более высокие значения условной гибкости ветвей, но не более 4,1, следует при условии, что расчет таких стержней выполнен согласно требованиям 7.2.5.

7.2.5 Расчет сквозных стержней с решетками с учетом указанного в 7.2.2 и 7.2.4 следует выполнять по формуле (7) с заменой в ней значения R_y на $R_{yd} = \varphi_1 R_y$.

При этом коэффициент устойчивости φ_1 для отдельной ветви при $\bar{\lambda}b \leq 2,7$ следует принимать равным 1,0, а при $\bar{\lambda}b \geq 3,2$ – определять по формуле (8) при расчетной длине $l_{ef} = 0,7l_b$, где l_b – длина ветви (на рисунке 3, а длина ветви – 2).

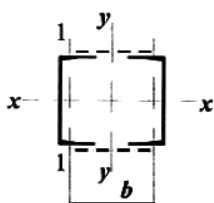
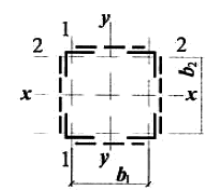
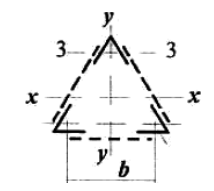
В интервале условных гибкостей $2,7 < \bar{\lambda}b < 3,2$ значение φ_1 следует определять линейной интерполяцией между 1,0 и значением φ_1 при $\bar{\lambda}b = 3,2$.



А) – треугольная; б) – треугольная

Рисунок 3 - Схемы решеток сквозных стержней

Т а б л и ц а 8

Тип сечения	Схема сечения	Приведенная гибкость λ_{ef} стержня сквозного сечения	
1		с планками $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0,82(1+n)\lambda_{b1}^2},$ (12) где $n = \frac{L_{b1}b}{L_s l_b}$	с решетками $\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \alpha \frac{A}{A_{d1}}},$ (15) где $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$
2		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + 0,82[(1+n_1)\lambda_{b1}^2 + (1+n_2)\lambda_{b2}^2]},$ (13) где $n_1 = \frac{L_{b1}b_1}{L_{s1}l_b}; n_2 = \frac{L_{b2}b_2}{L_{s2}l_b}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + \left(\alpha_1 + \alpha_2 \frac{A_{d1}}{A_{d2}}\right) \frac{A}{A_{d1}}}$ (16) где $\alpha_1 = 10 \frac{d_1^3}{b_1^2 l_b}; \alpha_2 = 10 \frac{d_2^3}{b_2^2 l_b}$ (d_1 и d_2 относятся к сторонам соответственно b_1 и b_2)
3		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + 0,82(1+3n_3)\lambda_{b3}^2},$ (14) где $n_3 = \frac{L_{b3}b}{L_s l_b}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_{max}^2 + 0,67\alpha \frac{A}{A_{d3}}},$ (17) где $\alpha = 10 \frac{d^3}{b^2 l_b}$

λ_y – гибкость сквозного стержня в целом в плоскости, перпендикулярной к оси у-у;

λ_{max} – наибольшая из гибкостей сквозного стержня в целом в плоскостях, перпендикулярных к осям х-х или у-у;

$\lambda_{b1}, \lambda_{b2}, \lambda_{b3}$ гибкости отдельных ветвей при изгибе в плоскостях, перпендикулярных к осям соответственно 1-1,

2-2 и 3-3, на участках между сварными швами или крайними болтами, прикрепляющими планки;

$b, (b_1, b_2)$ - расстояние между осями ветвей;

d, l_b - размеры, определяемые по рисункам 3 и 4;

A - площадь сечения всего стержня;

Окончание таблицы 8

Тип сечения	Схема сечения	Приведенная гибкость λ_{ef} стержня сквозного сечения
A_{d1}, A_{d2} - площади сечений раскосов решеток (при крестовой решетке - двух раскосов), расположенных соответственно в плоскостях, перпендикулярных к осям 1-1 и 2-2; A_{d3} - площадь сечения раскоса решетки (при крестовой решетке - двух раскосов), лежащей в плоскости одной грани (для трехгранного равностороннего стержня); L_{b1}, L_{b3} - моменты инерции сечения ветвей относительно осей соответственно 1-1 и 3-3 (для сечений типов 1 и 3); L_{b1}, L_{b2} - то же, двух уголков относительно осей соответственно 1-1 и 2-2 (для сечения типа 2); L_s - момент инерции сечения одной планки относительно собственной оси $x-x$ (рисунок 4; для сечений типов 1 и 3); L_{s1}, L_{s2} - момент инерции сечения одной из планок, расположенных в плоскостях, перпендикулярных осям соответственно 1-1 и 2-2 (для сечения типа 2). Примечание - К типу 1 также следует относить сечения, у которых вместо швеллеров применены двутавры, трубчатые и другие профили для одной или обеих ветвей; при этом оси $y-y$ и 1-1 должны проходить через центры тяжести соответственно сечения в целом и отдельной ветви, а значения n и λ_{b1} в формуле (12) должны обеспечить наибольшее значение λ_{ef}.		

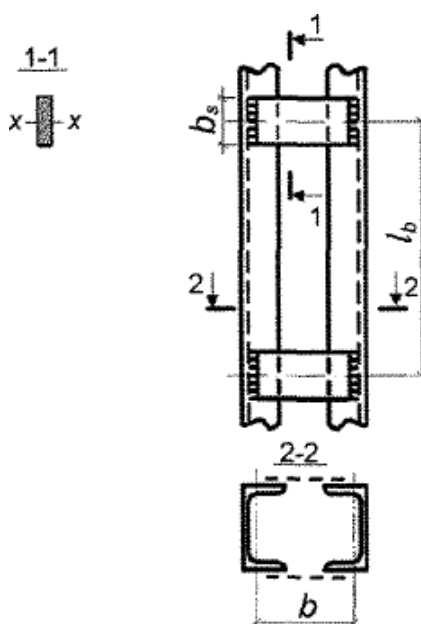


Рисунок 4* - Сквозной стержень с планками

7.2.6 Расчет стержней составных сечений из уголков, швеллеров и др., соединенных стенками вплотную или через прокладки, следует выполнять как сплошностенчатые при условии, что участки между соединяющими сварными швами или центрами крайних болтов не превышают для сжатых элементов $40i$ и для растянутых $80i$. Здесь радиус инерции сечения i уголка или швеллера следует принимать для тавровых или двутавровых сечений относительно оси, параллельной плоскости расположения прокладок, а для крестовых сечений - минимальный.

При этом в пределах длины сжатого элемента следует предусматривать не менее двух промежуточных связей (прокладок).

7.2.7 Расчет соединительных планок и элементов решеток сжатых стержней сквозного сечения следует выполнять на условную поперечную силу Q_{fic} , принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E / R_y) N / \varphi, \quad (18)$$

где N – продольное усилие в сквозном стержне;

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии (для сечения типа ψ), принимаемый при расчете сквозного стержня в плоскости планок или решеток.

Условную поперечную силу Q_{fic} следует распределять:

- при наличии только соединительных планок (решеток) - поровну между планками (решетками), лежащими в плоскостях, перпендикулярных к оси, относительно которой производится проверка устойчивости;

- при наличии сплошного листа и соединительных планок (решеток) - пополам между листом и планками (решетками), лежащими в плоскостях, параллельных листу;

- при расчете равносторонних трехгранных сквозных стержней - равной $0,8 Q_{fic}$ для каждой системы соединительных планок (решеток), расположенной в одной грани.

7.2.8 Расчет соединительных планок и их креплений (см. рисунок 4) должен выполняться, как расчет элементов безраскосных ферм, на совместное действие силы F_s , срезающей планку, и момента M_s , изгибающего планку в ее плоскости, значения которых следует определять по формулам:

$$F_s = Q_s l_b / b; \quad (19)$$

$$M_s = Q_s l_b / 2, \quad (20)$$

где Q_s – условная поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани.

7.2.9 Расчет элементов соединительных решеток составных стержней следует выполнять как расчет элементов решеток плоских ферм. При расчете раскосов решеток по рисунку 3 усилие в раскосе следует определять по формуле

$$N_d = \alpha_1 Q_s d / b, \quad (21)$$

где α_1 – коэффициент, принимаемый равным: 1,0 для решетки по рисункам 3, а, б и 0,5 – по рисунку 3, в;

Q_s – условная поперечная сила, приходящаяся на одну плоскость решетки.

При расчете раскосов крестовой решетки с распорками (рисунок 3, г) следует учитывать дополнительное усилие N_{ad} , возникающее в каждом раскосе от обжатия ветвей и определяемое по формуле

$$N_{ad} = \alpha_2 N_b A_d / A_b, \quad (22)$$

где $\alpha_2 = dl_b^2 / (2b^3 + d^3) - b, l_b, d$ – размеры, указанные на рисунке 3; N_b – усилие в одной ветви стержня;

A_d, A_b – площадь сечения одного раскоса и одной ветви соответственно.

7.2.10 Расчет стержней, предназначенных для уменьшения расчетной длины сжатых элементов, должен выполняться на усилие, равное условной поперечной силе в основном сжатом элементе, определяемой по формуле (18).

Расчет распорок, предназначенных для уменьшения расчетной длины ветвей колонн в плоскости, перпендикулярной к плоскости поперечных рам, при наличии нагрузок от мостовых или подвесных кранов, следует выполнять на условную поперечную силу, определяемую по формуле (18), где значение N следует принимать равным сумме продольных сил в двух ветвях колонн, соединенных распоркой.

7.3 Проверка устойчивости стенок и поясных листов центрально сжатых элементов сплошного сечения

7.3.1 При проверке устойчивости стенок расчетную высоту h_{ef} следует принимать по рисунку 5:

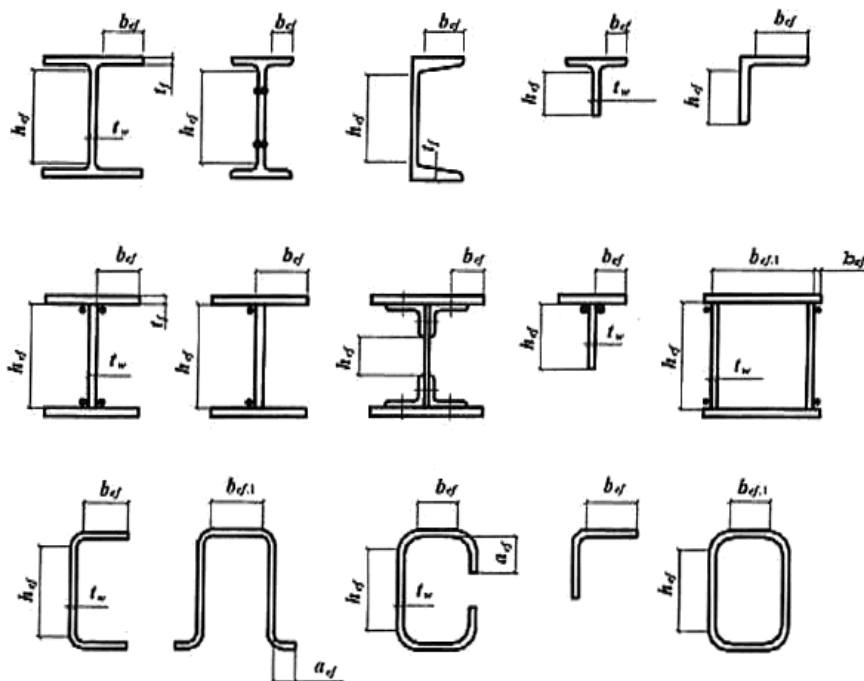


Рисунок 5 – Расчетные размеры стенок, свесов полок, поясных листов в прокатных, составных и гнутых профилях полную высоту стенки - в сварных элементах;

расстояние между ближайшими к оси элемента краями поясных уголков - в элементах с фрикционными поясными соединениями;

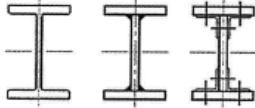
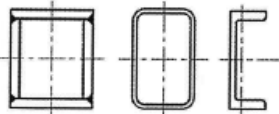
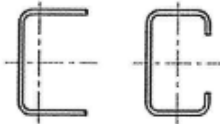
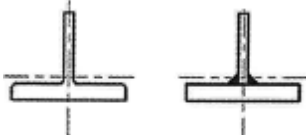
расстояние между началами внутренних закруглений – в прокатных профилях;

расстояние между краями выкружек - в гнутых профилях.

7.3.2 Устойчивость стенок центрально сжатых элементов сплошного сечения следует считать обеспеченной, если условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w) \sqrt{R_y / E}$ не превышает значений предельной условной гибкости

$\bar{\lambda}_{w,пр}$, определяемых по формулам таблицы 9. Более гибкие стенки следует применять при подтверждении их устойчивости (теоретическим или опытным путем).

Т а б л и ц а 9

Сечение	Условная гибкость элемента $\bar{\lambda}$	Предельная условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw}$
	≤ 2	$1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2$ (23)
	> 2	$1,20 + 0,35 \bar{\lambda} \leq 2,3$ (24)
	≤ 1	1,2 (25)
	> 1	$1,0 + 0,2 \bar{\lambda} \leq 1,6$ (26)
	$\leq 0,8$	1,0 (27)
	$> 0,8$	$0,85 + 0,19 \bar{\lambda} \leq 1,6$ (28)
	$0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$	$(0,40 + 0,07 \bar{\lambda})(1 + 0,25 \sqrt{2 - b_f / h_{ef}})$ (29)
Обозначения, принятые в таблице 9: $\bar{\lambda}$ – условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии; b_f – ширина полки тавра. Примечания 1 В коробчатом сечении значение $\bar{\lambda}_{uw}$ следует определять для пластинок, расположенных параллельно плоскости, в которой проверяется устойчивость элемента в целом. 2 В тавровом сечении должно соблюдаться условие $1 \leq b_f / h_{ef} \leq 2$; при $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ в формуле (29) следует принимать $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$ соответственно. 3 Знак "$\leq$" в формулах означает, что значение $\bar{\lambda}_{uw}$ в случае его превышения при расчете по формуле следует принимать равным указанному в правой части.		

7.3.3 Стенки центрально сжатых элементов сплошного сечения (колонн, стоек, опор и т.п.) при $\bar{\lambda} \geq 2,3$, за исключением рассчитанных с учетом

геометрической нелинейности конструкций, следует укреплять поперечными ребрами жесткости с шагом от $2,5h_{ef}$ до $3 h_{ef}$.

В сплошностенчатых ветвях колонн сквозного сечения ребра жесткости следует устанавливать только в узлах крепления соединительных решеток (планок).

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_r должна быть не менее $(h_{ef}/30+40)$ мм – для парного симметричного ребра, не менее $(h_{ef}/20+50)$ мм – для одностороннего ребра; толщина ребра t_r должна быть не менее $2b_r \sqrt{R_y / E}$.

При укреплении стенки односторонними поперечными ребрами жесткости одиночные уголки следует приваривать к стенке пером.

7.3.4 В центрально сжатых элементах двутаврового сечения с расчетной высотой стенки h_{ef} в случае укрепления стенки продольным ребром жесткости, расположенным посередине и с моментом инерции сечения L_{rl} , при $\frac{L_{rl}}{h_{ef}^3 t_w^3} \leq 6$,

значение $\bar{\lambda}_{uw}$, установленное в 7.3.2, следует умножить на коэффициент

$$\beta = 1 + 0,4 \frac{L_{rl}}{h_{ef}^3 t_w^3} \left(1 - 0,1 \frac{L_{rl}}{h_{ef}^3 t_w^3} \right). \quad (30)$$

При расположении ребра с одной стороны стенки, его момент инерции следует вычислять относительно оси, совпадающей с ближайшей гранью стенки и он должен быть не менее, чем для парного симметричного ребра.

В случае выполнения продольного ребра в виде гофра стенки при вычислении h_{ef} следует учитывать развернутую длину гофра.

Продольные ребра жесткости следует включать в расчетные сечения элементов.

Минимальные размеры выступающей части продольных ребер жесткости следует принимать как для поперечных ребер согласно требованиям 7.3.3.

7.3.5 При расчете центрально и внецентренно сжатых стержней сплошного сечения в случаях, когда фактическое значение условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w) \sqrt{R_y / E}$ превышает (при центральном сжатии не более чем в 2 раза)

значение предельной условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{uw}$, полученное согласно требованиям 7.3.2, а также 9.4.2 и 9.4.3, в формулах (7), а также (109), (111), (115), (116), (120) и (121) принимают расчетную уменьшенную площадь сечения A_d взамен A .

7.3.6 Значение A_d следует вычислять по формулам:

для двутаврового и швеллерного сечений

$$A_d = A - (h_{ef} - h_d)t_w, \quad (31)$$

для коробчатого сечения:

при центральном сжатии

$$A_d = A - 2(h_{ef} - h_d)t_w - 2(b_{ef,1} - b_d)t_f; \quad (32)$$

при внецентренном сжатии

$$A_d = A - 2(h_{ef} - h_d)t_w, \quad (33)$$

где h_{ef} и h_d – расчетная и уменьшенная высота стенки, расположенной параллельно плоскости, в которой проверяется устойчивость;

$b_{ef,1}$ и b_d – расчетная и уменьшенная ширина пояса коробчатого сечения, расположенного перпендикулярно к плоскости, в которой проверяется устойчивость.

Значение в центрально сжатых элементах следует вычислять по формулам:

для двутаврового сечения

$$h_d = t_w \left[\bar{\lambda}_{uw} - (\bar{\lambda}_w / \bar{\lambda}_{uw} - 1)(\bar{\lambda}_{uw} - 1,2 - 0,15\bar{\lambda}) \right] \sqrt{E / R_y}, \quad (34)$$

где при $\bar{\lambda} > 3,5$ следует принимать $\bar{\lambda} = 3,5$;

для коробчатого сечения

$$h_d = t_w \left[\bar{\lambda}_{uw} - (\bar{\lambda}_w / \bar{\lambda}_{uw} - 1)(\bar{\lambda}_{uw} - 2,9 - 0,2\bar{\lambda} + 0,7\bar{\lambda}_w) \right] \sqrt{E / R_y}. \quad (35)$$

где при $\bar{\lambda} > 2,3$ следует принимать $\bar{\lambda} = 2,3$;

для швеллерного сечения

$$h_d = t_{uw} \sqrt{E / R_y}. \quad (36)$$

Значения $\bar{\lambda}$ и $\bar{\lambda}_{uw}$ в формулах (34)-(36) для центрально сжатых элементов следует принимать согласно требованиям 7.3.2. При вычислении значения b_d для коробчатого сечения по формуле (35) вместо h_d , t_w , $\bar{\lambda}_{uw}$ и $\bar{\lambda}_w$ следует принимать соответственно b_d , t_f , $\bar{\lambda}_{uf,1}$ и $\bar{\lambda}_{f,1} = (b_{ef,1} / t_f) \sqrt{R_y / E}$, при этом значение $\bar{\lambda}_{uf,1}$ следует определять согласно требованиям 7.3.9.

Значение h_d для внецентренно сжатых элементов двутаврового и коробчатого сечений следует вычислять по формулам соответственно (34) и (35); при этом в этих формулах значения $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_x$ и $\bar{\lambda}_{uw}$ следует принимать согласно 9.4.2.

7.3.7 При проверке устойчивости поясных листов за расчетную ширину свеса b_{ef} следует принимать расстояние:

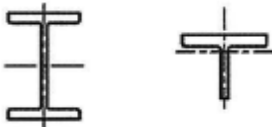
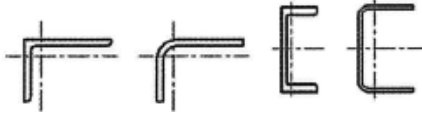
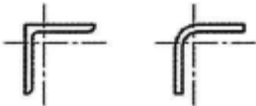
от грани стенки до края поясного листа (полки) – в сварных элементах;
от оси крайнего болта в поясе до края поясного листа – в элементах с фрикционными поясными соединениями;

от начала внутреннего закругления до края полки - в прокатных профилях;

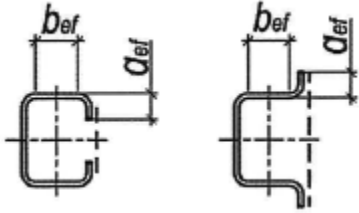
от края выкружки до края полки - в гнутых профилях (см. рисунок 5).

7.3.8 Устойчивость поясных листов (полок) центрально сжатых элементов сплошного сечения следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса (полки) $\bar{\lambda}_f(b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y/E}$ не превышает значений предельной условной гибкости свеса пояса (полки) $\bar{\lambda}_{uf}$, определяемых по формулам таблицы 10, в которых при значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ следует принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ или $\bar{\lambda} = 4$.

Т а б л и ц а 10

Сечение	Предельная условная гибкость свеса пояса (полки) $\bar{\lambda}_{uf}$ при условной гибкости элемента $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$
	$0,36 + 0,10\bar{\lambda}$ (37)
	$0,43 + 0,08\bar{\lambda}$ (38)
	$0,40 + 0,07\bar{\lambda}$ (39)

Окончание таблицы 10

Сечение	Предельная условная гибкость свеса пояса (полки) $\bar{\lambda}_{uf}$ при условной гибкости элемента $0,8 \leq \bar{\lambda} \leq 4$
	$0,85 + 0,19\bar{\lambda} \quad (40)$
Обозначение, принятое в таблице 10: $\bar{\lambda}$ – условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии. П р и м е ч а н и е – Для свесов пояса (полки), окаймленных ребрами, предельные значения условной гибкости $\bar{\lambda}_{uf}$, вычисленные по формулам (37) и (38), следует умножать на коэффициент 1,5, а по формуле (39) - на 1,6.	

7.3.9 В центрально сжатых элементах коробчатого сечения предельную условную гибкость поясного листа $\bar{\lambda}_{uf,1}$ следует принимать по таблице 10, как для стенок коробчатого сечения: $\bar{\lambda}_{uf,1} = (b_{ef,1}/t_f)\sqrt{R_y/E}$.

7.3.10 Высота отгиба a_{ef} свеса пояса (полки) по рисунку 5 или высота окаймляющего ребра, при его наличии, должна быть не менее $0,3 b_{ef}$ в элементах, не усиленных планками, и $0,2 b_{ef}$ – в элементах, усиленных планками (см. таблицу 10). Толщина окаймляющего ребра должна быть не менее $2a_{ef}\sqrt{R_y/E}$.

7.3.11 При назначении сечений центральносжатых элементов по предельной гибкости (в соответствии с 10.4) значения предельных условных гибкостей стенки $\bar{\lambda}_{uw}$ и поясов $\bar{\lambda}_{uf}(\bar{\lambda}_{uf,1})$, определяемых по таблицам 9 и 10 соответственно, следует увеличивать умножением на коэффициент $\sqrt{\varphi AR_y/N}$, но не более чем на 1,25.

8 Расчет элементов стальных конструкций при изгибе

8.1 Общие положения расчета

В зависимости от назначения и условий эксплуатации конструкций расчет изгибаемых элементов (балок) следует выполнять без учета или с учетом пластических деформаций в соответствии с подразделением элементов на три класса согласно 4.2.7.

Балки 1-го класса следует применять для нагрузок всех видов и рассчитывать в пределах упругих деформаций; балки 2-го и 3-го классов следует применять для статических нагрузок и рассчитывать с учетом развития пластических деформаций.

Балки крановых путей под краны групп режимов работы 1К-8К по СНИП 2.01.07 при расчете на прочность следует относить к 1-му классу.

Бистальные балки следует относить ко 2-му классу и рассчитывать с учетом ограниченных пластических деформаций в стенке, значения которых следует определять при достижении расчетного сопротивления R_{yf} в поясах, выполненных из более прочной стали.

8.2 Расчет на прочность изгибаемых элементов сплошного сечения

8.2.1 Расчет на прочность балок 1-го класса следует выполнять по формулам: при действии момента в одной из главных плоскостей

$$\frac{M}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (41)$$

при действии в сечении поперечной силы

$$\frac{QS}{Lt_w R_s \gamma_c} \leq 1; \quad (42)$$

при действии моментов в двух главных плоскостях (и наличии бимоменты)

$$\frac{M_x}{L_{xn} R_y \gamma_c} y \pm \frac{M_y}{L_{yn} R_y \gamma_c} x \pm \frac{B \cdot \omega}{L \omega R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (43)$$

где x и y – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения, а

ω – секториальная координата этой точки;

при одновременном действии в стенке балки момента и поперечной силы

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad \tau_{xy} / R_s \gamma_c \leq 1, \quad (44)$$

где $\sigma_x = M_{xy} / L_{xn}$ - нормальное напряжение в срединной плоскости стенки, параллельное продольной оси балки;

σ_y - то же, перпендикулярное к продольной оси балки, в том числе σ_{loc} , определяемое по формуле (47);

$\tau_{xy} = QS / (L t_w)$ - касательное напряжение в стенке.

Напряжения σ_x и σ_y , принимаемые в формуле (44) со своими знаками, а также следует определять в одной и той же точке стенки балки.

При проверке прочности на действие поперечной силы на опоре для разрезных балок формулу (42) следует использовать без учета работы поясов.

В балках, рассчитываемых по формуле (43), значения напряжений в стенке балки должны быть проверены по формуле (44) в двух главных плоскостях изгиба.

При ослаблении стенки отверстиями для болтов левую часть формулы (42), а также значение в формуле (44), следует умножать на коэффициент τ_{xy} , определяемый по формуле

$$\alpha = s / (s - d), \quad (45)$$

где s - шаг отверстий в одном вертикальном ряду;

d - диаметр отверстия.

8.2.2 Расчет на прочность стенки балки, не укрепленной ребрами жесткости, при действии местного напряжения σ_{loc} в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_{loc}}{R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (46)$$

где

$$\sigma_{loc} = F / (l_{ef} t_w). \quad (47)$$

Здесь F - расчетное значение нагрузки (силы);

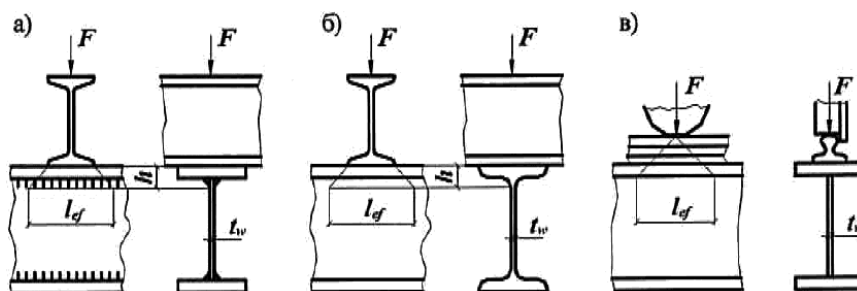
l_{ef} - условная длина распределения нагрузки, определяемая по формулам:

для случаев по рисунку 6, а) и б)

$$l_{ef} = b + 2h; \quad (48)$$

для случая по рисунку 6, в

$$l_{ef} = \psi^3 \sqrt{I_{1f} / t_w}. \quad (49)$$



а) - сварная балка; б) - прокатная балка; в) - сварная или прокатная балки при нагрузке от колеса крана

Рисунок 6 – Схемы распределения сосредоточенной нагрузки на стенку балки

где h – размер, равный сумме толщин верхнего пояса балки и катета поясного шва, если нижняя балка сварная (см. рисунок 6, а), либо расстоянию от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (см. рисунок 6, б);

ψ – коэффициент, принимаемый равным: 3,25 – для сварных и прокатных балок;

4,5 – для балок с фрикционными поясными соединениями;

I_{1f} – сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса или момент инерции сечения, состоящего из пояса и рельса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу пояса и рельса;

b – ширина опирания верхнего элемента.

8.2.3 Расчет на прочность разрезных балок 2-го и 3-го классов двутаврового и коробчатого сечений (рисунок 7) из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при соблюдении требований 8.4.6, 8.5.8, 8.5.9 и 8.5.18 и при касательных напряжениях $\tau_x = Q_x / A_w \leq 0,9 R_s$ (кроме опорных сечений) следует выполнять по формулам:

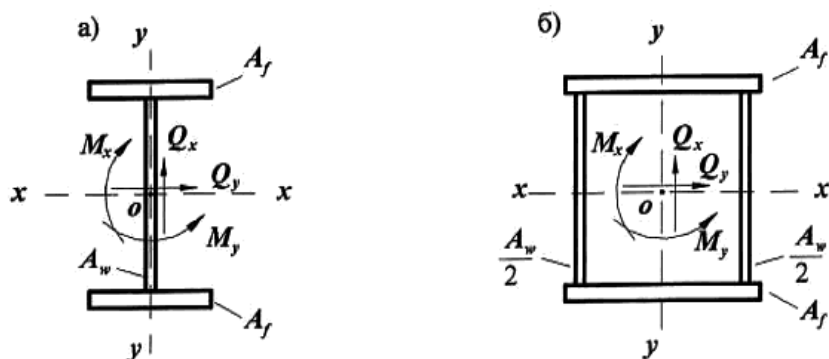


Рисунок 7 – Схемы двутаврового (а) и коробчатого (б) сечений балок с действующими на них усилиями при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($L_x > L_y$)

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn,min} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (50)$$

при изгибе в двух главных плоскостях и напряжениях $\tau_y = Q_y / (2A_f) \leq 0,5R_s$

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn,min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn,min} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (51)$$

Здесь M_x, M_y – абсолютные значения изгибающих моментов;

c_x, c_y – коэффициенты, принимаемые по таблице Е.1;

β – коэффициент, принимаемый равным:

при $\tau_x \leq 0,5R_s$ $\beta = 1$;

при $0,5R_s < \tau_x \leq 0,9R_s$

$$\beta = 1 - \frac{0,20}{a_f + 0,25} \left(\frac{\tau_x}{R_s} \right)^4, \quad (52)$$

где $a_f = A_f / A_w$ – отношение площади сечения пояса к площади сечения стенки (для несимметричного сечения A_f – площадь меньшего пояса; для коробчатого сечения A_w – суммарная площадь сечений двух стенок).

при изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($L_x > L_y$) и стесненном кручении симметричных двутавров

$$\frac{M_x}{c_x \beta W_{xn,min} R_y \gamma_c} + \frac{B}{c_\omega W_{\omega,min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (53)$$

где c_ω – определяется линейной интерполяцией по таблице 10а:

Т а б л и ц а 10а

$\frac{M_x}{c_x W_{xn,min} R_y \gamma_c}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,99
c_ω	1,47 0	1,63 6	1,84 5	2,05 4	2,26 3	2,47 2	2,68 1	2,89 0	3,09 9	3,30 8	3,49 6

При расчете сечения в зоне чистого изгиба в формулах (50) и (51) следует принимать $\beta = 1$ и вместо коэффициентов c_x и c_y соответственно

$$c_{xm} = 0,5(1 + c_x); \quad c_{ym} = 0,5(1 + c_y).$$

Расчет на прочность в опорном сечении балок (при $M_x=0$ и $M_y=0$) следует выполнять:

$$\frac{Q_x}{A_w R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (54)$$

$$\frac{Q_y}{2A_f R_s \gamma_c} \leq 1. \quad (55)$$

При ослаблении стенки отверстиями для болтов левую часть формул (54) и (55) следует умножать на коэффициент α , определяемый по формуле (45).

Для установления размеров минимальных сечений составных балок коэффициенты c_x и c_y следует принимать меньше значений, приведенных в таблице Е.1, но не менее 1,0. Методика подбора минимальных сечений изгибаемых элементов приведена в правилах по проектированию стальных конструкций.

8.2.4 Расчет на прочность разрезных балок переменного сечения согласно 8.2.3 с учетом пластических деформаций выполняется только в одном сечении с наиболее неблагоприятным сочетанием усилий M и Q ; в остальных сечениях балки расчет следует выполнять при значениях коэффициентов c_x и c_y меньших, чем в таблице Е.1 (приложение Е), или согласно 8.2.1.

8.2.5 Расчет на прочность неразрезных и защемленных балок постоянного двутаврового и коробчатого сечений с двумя осями симметрии, изгибаемых в плоскости наибольшей жесткости, со смежными пролетами, отличающимися не более чем на 20%, при соблюдении требований 8.4.6, 8.5.8, 8.5.9 и 8.5.18 следует

выполнять по формуле (50) как расчет элементов 2-го класса с учетом частичного перераспределения опорных и пролетных моментов.

В этом случае расчетное значение момента следует определять по формуле

$$M = 0,5(M_{max} + M_{ef}), \quad (56)$$

где M_{max} – наибольший изгибающий момент в пролете или на опоре, определяемый из расчета неразрезной балки в предположении упругой работы стали;

M_{ef} – условный изгибающий момент, равный:

а) в неразрезных балках с шарнирно опертыми концами большему из значений:

$$M_{ef} = \max \left\{ \frac{M_1}{1 + \alpha/l} \right\}; \quad (57)^*$$

$$M_{ef} = 0,5M_2, \quad (58)$$

где символ $\max$ означает, что следует найти максимум всего следующего за ним выражения;

M_1 – изгибающий момент в крайнем пролете, вычисленный как в шарнирно опертой однопролетной балке;

a – расстояние от сечения, в котором действует момент M_1 , до крайней опоры;

l – длина крайнего пролета;

M_2 – максимальный изгибающий момент в промежуточном пролете, вычисленный как в шарнирно опертой однопролетной балке;

б) в однопролетных и неразрезных балках с защемленными концами $M_{ef} = 0,5M_3$, где M_3 – наибольший из моментов, вычисленных как в балках с шарнирами на опорах;

в) в балке с одним защемленным и другим свободно опертым концом значение M_{ef} следует определять по формуле (57).

Значение τ_x в формуле (52) следует вычислять в сечении, где действует M_{max} ; если M_{max} – момент в пролете, следует проверить опорное сечение балки.

8.2.6 Расчет на прочность неразрезных и защемленных балок, удовлетворяющих 8.2.5, в случае изгиба в двух главных плоскостях следует выполнять по формуле (51) с учетом перераспределения опорных и пролетных моментов в двух главных плоскостях согласно 8.2.5.

8.2.7 Расчет на прочность неразрезных и защемленных балок, удовлетворяющих требованиям 8.2.5, 8.4.6, 8.5.8, 8.5.9 и 8.5.18, следует выполнять по формуле (50) как расчет элементов 3-го класса с учетом перераспределения изгибающих моментов и образования условных пластических шарниров, а также

влияния касательных напряжений τ_x в соответствии с 8.2.3 в сечениях с максимальным изгибающим моментом.

8.2.8 Расчет на прочность бистальных разрезных балок двутаврового и коробчатого сечений с двумя осями симметрии при соблюдении требований 8.4.4, 8.5.9 и 8.5.17 и при касательных напряжениях $\tau_x \leq 0,9R_s$ и $\tau_y \leq 0,5R_s$ (кроме опорных сечений) следует выполнять как расчет элементов 2-го класса по формулам:

при изгибе в одной главной плоскости

$$\frac{M_x}{c_{xr}\beta_r W_{xn} R_{yw} \gamma_c} \leq 1; \quad (59)$$

при изгибе в двух главных плоскостях

$$\frac{M_x}{c_{xr}\beta_r W_{xn} R_{yw} \gamma_c} + \frac{M_y}{c_{yr} W_{yn} R_{yf} \gamma_c} \leq 1. \quad (60)$$

В формулах (59) и (60):

$$c_{xr} = (\alpha_f r + 0,25 - 0,0833/r^2) / (\alpha_f + 0,167), \quad (61)$$

где $\alpha_f = A_s / A_w$; $r = R_{yf} / R_{yw}$;

β_r – коэффициент, принимаемый равным:

при $\tau_x \leq 0,5R_s$ $\beta_r = 1$;

при $0,5R_s < \tau_x < 0,9R_s$

$$\beta_r = 1 - \frac{0,2}{\alpha_f r + 0,25} \left(\frac{\tau_x}{R_{sw}} \right)^4; \quad (62)$$

c_{yr} – коэффициент, принимаемый равным 1,15 - для двутаврового сечения и 1,05/r - для коробчатого сечения.

Расчет бистальных балок при наличии зоны чистого изгиба и в опорном сечении, а также с учетом ослабления сечения следует выполнять согласно 8.2.3 и правил проектирования стальных конструкций.

8.3 Расчет на прочность балок крановых путей сплошного сечения

8.3.1 Расчет на прочность балок крановых путей следует выполнять согласно 8.2.1 на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, определяемых по СНиП 2.01.07.

8.3.2 Расчет на прочность стенок балок крановых путей (за исключением балок для кранов групп режимов работы 7К в цехах металлургических производств и 8К) следует выполнять по формуле (44), в которой при расчете сечений на опорах неразрезных балок вместо коэффициента 0,87 следует принимать коэффициент 0,77.

8.3.3 При расчете на прочность стенок балок крановых путей из стали с пределом текучести не более 440 Н/мм² для кранов групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К должны быть выполнены условия:

$$\frac{\beta}{R_y} \sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq 1; \quad (63)$$

$$(\sigma_x + \sigma_{loc,x}) / R_y \leq 1; \quad (64)$$

$$(\sigma_{loc,y} + \sigma_{fy}) / R_y \leq 1; \quad (65)$$

$$(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy} + \tau_{f,xy}) / R_s \leq 1, \quad (66)$$

где β – коэффициент, принимаемый равным 0,87 для расчета разрезных балок и 0,77 для расчета сечений на опорах неразрезных балок;

$$\sigma_x = M/W_{xn}; \sigma_{loc,x} = 0,25\sigma_{loc,y}; \sigma_{loc,y} = \gamma_f \gamma_{f1} F_n / (t l_{ef}); \sigma_{fy} = M_t t_a / (0,75 L_f h_w);$$

$$\tau_{xy} = Q / (th); \tau_{loc,xy} = 0,3\sigma_{loc,y}; \tau_{f,xy} = 0,25\sigma_{fy}. \quad (67)$$

В формулах (67):

M и Q – изгибающий момент и поперечная сила в сечении балки соответственно от расчетной нагрузки, определяемой согласно СНиП 2.01.07;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке для крановых нагрузок, принимаемый согласно СНиП 2.01.07;

γ_{f1} – коэффициент увеличения сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана, принимаемый согласно дополнительному коэффициенту по СНиП 2.01.07;

F_n – полное нормативное значение сосредоточенной вертикальной нагрузки от одного колеса крана;

l_{ef} – условная длина, определяемая согласно 8.2.2;

a – расстояние между вертикальными ребрами стенки балки;

M_t – местный крутящий момент, определяемый по формуле

$$M_t = \gamma_f \gamma_{f1} F_n e + 0,75 Q_t h_r, \quad (68)$$

где $e=0,2b$, (здесь b – ширина подошвы рельса);

Q_t – расчетная горизонтальная нагрузка, направленная поперек кранового пути, вызываемая перекосами мостовых кранов и непараллельностью крановых путей и принимаемая согласно СНиП 2.01.07;

h_r – высота кранового рельса;

$L_f = L_t + b_f t_f^3 / 3$ – сумма собственных моментов инерции при кручении рельса и пояса, где b_f и t_f – соответственно ширина и толщина верхнего пояса балки.

Все напряжения в формулах (63)-(67) следует принимать со знаком "плюс".

8.3.4 Расчет на прочность подвесных балок крановых путей (монорельсов) следует выполнять с учетом местных нормальных напряжений от давления колеса крана, направленных вдоль и поперек оси балки.

8.3.5 Расчет на прочность бистальных балок крановых путей двутаврового сечения с двумя осями симметрии для кранов групп режимов работы 1К-5К при $r = R_{yf} / R_{yw} \leq 1,5$ следует выполнять согласно требованиям 8.3.2 или по формуле (60), в которой:

M_y – изгибающий момент в горизонтальной плоскости, полностью передающийся на верхний пояс балки;

$W_{xn} = W_{xnf}$ – момент сопротивления сечения верхнего пояса относительно оси у-у;

c_y – коэффициент, принимаемый равным 1,15.

8.4 Расчет на общую устойчивость изгибаемых элементов сплошного сечения

8.4.1 Расчет на устойчивость двутавровых балок 1-го класса, а также бистальных балок 2-го класса, удовлетворяющих требованиям 8.2.1 и 8.2.8, следует выполнять по формулам:

при изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии сечения

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \leq 1; \quad (69)$$

при изгибе в двух главных плоскостях (и наличии бимоментов)

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{cx} R_y \gamma_c} \pm \frac{M_y}{W_{cy} R_y \gamma_c} \pm \frac{B}{W_{c\omega} R_y \gamma_c} \leq 1. \quad (70)$$

В формулах (69) и (70):

φ_b – коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый по приложению

Ж для балок с опорными сечениями, закрепленными от боковых смещений и поворота;

W_{cx} – момент сопротивления сечения относительно оси x - x , вычисленный для наиболее сжатого волокна сжатого пояса;

W_{cy} – момент сопротивления сечения относительно оси y - y , совпадающей с плоскостью изгиба, вычисленный для наиболее сжатого волокна наиболее сжатой точки сжатого пояса;

$W_{c\omega}$ – секториальный момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатого волокна наиболее сжатой точки сжатого пояса.

Знак "+" у второго и третьего членов в формуле (70) принимается, если в рассматриваемой точке соответствующее усилие вызывает сжатие.

Для бистальных балок в формулах (69) и (70), а также при определении φ_b , R_y , следует заменять на R_{yf} .

8.4.2 При определении значения φ_b за расчетную длину балки l_{ef} следует принимать расстояние между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений (узлами продольных или поперечных связей, точками крепления жесткого настила); при отсутствии связей $l_{ef}=l$ (где l – пролет балки); за расчетную длину консоли следует принимать: $l_{ef}=l$ при отсутствии закрепления сжатого пояса на конце консоли в горизонтальной плоскости (здесь l – длина консоли) или расстояние между точками закрепления сжатого пояса в горизонтальной плоскости – при закреплении пояса на конце и по длине консоли.

8.4.3 Расчет на устойчивость балок крановых путей двутаврового сечения следует выполнять по формуле (70), в которой: M_y - изгибающий момент в горизонтальной плоскости, полностью передающийся на верхний пояс балки; $W_y = W_{yf}$ - момент сопротивления сечения верхнего пояса относительно оси у-у.

8.4.4 Устойчивость балок 1-го класса, а также бистальных балок 2-го класса следует считать обеспеченной:

а) при передаче нагрузки на балку через сплошной жесткий настил (железобетонные плиты из тяжелого, легкого и ячеистого бетонов, плоский и профилированный металлический настил, волнистая сталь и т.п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и связанный с ним с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др.; при этом силы трения учитывать не следует;

б) при значениях условной гибкости сжатого пояса балки $\bar{\lambda} = (l_{ef}/b) \sqrt{R_{yf}/E}$, не превышающих ее предельных значений $\bar{\lambda}_{ub}$, определяемых по формулам таблицы 11 для балок симметричного двутаврового сечения или

асимметричного - с более развитым сжатым поясом, рассчитываемых по формуле (69) и имеющих отношение ширины растянутого пояса к ширине сжатого пояса не менее 0,75.

Т а б л и ц а 11

Место приложения нагрузки	Условная предельная гибкость сжатого пояса прокатной или сварной балки $\bar{\lambda}_{ub}$
К верхнему поясу	$0,35 + 0,0032b/t + (0,76 - 0,02b/t) b/h$ (71)
К нижнему поясу	$0,57 + 0,0032 b/t + (0,92 - 0,02 b/t) b/h$ (72)
Независимо от уровня приложения нагрузки при расчете участка балки между связями или при чистом изгибе	$0,41 + 0,0032b/t + (0,73 - 0,016 b/t) b/h$ (73)
Обозначения, принятые в таблице 11: b и t – соответственно ширина и толщина сжатого пояса; h – расстояние (высота) между осями поясных листов. П р и м е ч а н и я 1 Значения $\bar{\lambda}_{ub}$ определены при $1 \leq h/b \leq 6$ и $15 \leq b/t \leq 35$; для балок с отношением $b/t < 15$ в формулах таблицы 11 следует принимать $b/t = 15$. 2 Для балок с фрикционными поясными соединениями значения $\bar{\lambda}_{ub}$ следует умножать на 1,2. 3 Значения $\bar{\lambda}_{ub}$ следует повышать умножением на коэффициент $\sqrt{R_{yf}/\sigma}$, где $\sigma = M/(W_c \gamma_c)$.	

8.4.5 Прикрепления к сжатому поясу жесткого настила, продольных или поперечных связей, которые должны обеспечивать устойчивость изгибаемого элемента, следует рассчитывать на фактическую или условную поперечную силу. При этом условную поперечную силу следует определять:

при закреплении балки в отдельных точках - по формуле (18), в которой φ следует определять для сечения типа b (см. таблицу 7) при гибкости $\lambda = l_{ef} / i$ (где i - радиус инерции сечения сжатого пояса в горизонтальной плоскости), а N - вычислять по формуле

$$N = (A_f r + 0,25 A_w) R_{yw}, \quad (74)$$

где A_f и A_w - площади сечения сжатого пояса и стенки соответственно;

$$r = R_{yf} / R_{yw} \geq 1,0;$$

R_{yf} и R_{yw} - расчетные сопротивления стали сжатого пояса и стенки соответственно;

при непрерывном закреплении - по формуле

$$q_{fic} = 3Q_{fic} / l, \quad (75)$$

где q_{fic} - условная поперечная сила на единицу длины пояса балки;

Q_{fic} - условная поперечная сила, определяемая по формуле (18), в которой $\varphi = 1$, а N следует вычислять по формуле (74).

8.4.6 Устойчивость балок 2-го и 3-го классов следует считать обеспеченной при выполнении требований перечисления а) или б) 8.4.4 при условии умножения значений $\bar{\lambda}_{ub}$, определяемых по формулам таблицы 11, на коэффициент

$$\delta = 1 - 0,6(c_{1x} - 1) / (c_x - 1), \quad (76)$$

где c_{1x} - коэффициент, определяемый по большему значению из формул:

$$c_{1x} = M_x / (W_{xn} R_y \gamma_c) \text{ или } c_{1x} = \beta c_x \quad (77)$$

и изменяющийся в пределах $1 < c_{1x} \leq c_x$.

Здесь M_x - изгибающий момент в сечении;

β - коэффициент, принимаемый по формуле (52);

c_x – коэффициент, принимаемый согласно таблице Е.1.

При этом значения условной предельной гибкости пояса балки, принимаемые:

$\bar{\delta\lambda}_{ub}$ – на участке длины балки, где учитываются пластические деформации;

$\bar{\lambda}_{ub}$ – на участках длины балки с напряжениями в сечениях $\sigma = M / W_{n,min} \leq R_y \gamma_c$.

Учет пластических деформаций осуществляется при расчете балок со сжатым поясом, менее развитым, чем растянутый, – только при выполнении требований перечисления а) 8.4.4.

8.5 Проверка устойчивости стенок и поясных листов изгибаемых элементов сплошного сечения

8.5.1 Устойчивость стенок балок 1-го класса следует считать обеспеченной, если выполнены требования 8.2.1, 8.3.1-8.3.3, 8.4.1-8.4.5 и условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w) \sqrt{R_y / E}$ (рисунок 5) не превышает значений $\bar{\lambda}_{lw}$:

3,5 – при отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) в балках с двусторонними поясными швами;

3,2 – то же, в балках с односторонними поясными швами;

2,5 – при наличии местного напряжения σ_{loc} в балках с двусторонними поясными швами.

При этом следует устанавливать поперечные (и опорные) ребра жесткости согласно 8.5.9 или 8.5.11 и 8.5.12.

8.5.2 Проверку устойчивости стенок балок 1-го класса следует выполнять с учетом наибольшего сжимающего напряжения σ у расчетной границы стенки, принимаемого со знаком "плюс", среднего касательного напряжения и местного напряжения σ_{loc} в стенке под сосредоточенной нагрузкой.

Напряжения σ и τ следует вычислять по формулам:

$$\sigma = M_y / L_x; \quad (78)$$

$$\tau = Q / (t_w h_w), \quad (79)$$

где M и Q – средние значения изгибающего момента и поперечной силы соответственно в пределах отсека; если длина отсека a (расстояние между осями поперечных ребер жесткости) больше его расчетной высоты h_{ef} , то значения M и Q

следует вычислять как средние для более напряженного участка с длиной, равной h_{ef} ; если в пределах отсека момент или поперечная сила меняют знак, то их средние значения следует вычислять на участке отсека с одним знаком;

h_{ef} – расчетная высота стенки, принимаемая по 7.3.1;

h_w – полная высота стенки.

Местное напряжение $\sigma_{loc}(\sigma_{loc,y})$ в стенке под сосредоточенной нагрузкой следует определять по 8.2.2 и 8.3.3.

В отсеках балки, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, одновременно должны быть учтены только σ и τ или σ_{loc} и τ .

8.5.3 Устойчивость стенок балок 1-го класса симметричного сечения, укрепленных только поперечными ребрами жесткости (рисунок 8), при наличии местного напряжения ($\sigma_{loc} \neq 0$) и при условной гибкости стенки $\bar{\lambda} \leq 6\sqrt{R_y/\sigma}$ следует считать обеспеченной, если выполнено условие

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr} + \sigma_{loc}/\sigma_{loc,cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} / \gamma_c \leq 1, \quad (80)$$

$\sigma, \sigma_{loc}, \tau$ – напряжения, определяемые согласно требованиям 8.5.2;

σ_{cr} – критическое напряжение, вычисляемое по формуле

$$\sigma_{cr} = c_{cr} R_y / \bar{\lambda}_w^2, \quad (81)$$

где c_{cr} – коэффициент, определяемый согласно 8.5.4-8.5.6;

$\sigma_{loc,cr}$ – критическое напряжение, вычисляемое по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = c_1 c_2 R_y / \bar{\lambda}_w^2 \quad (82)$$

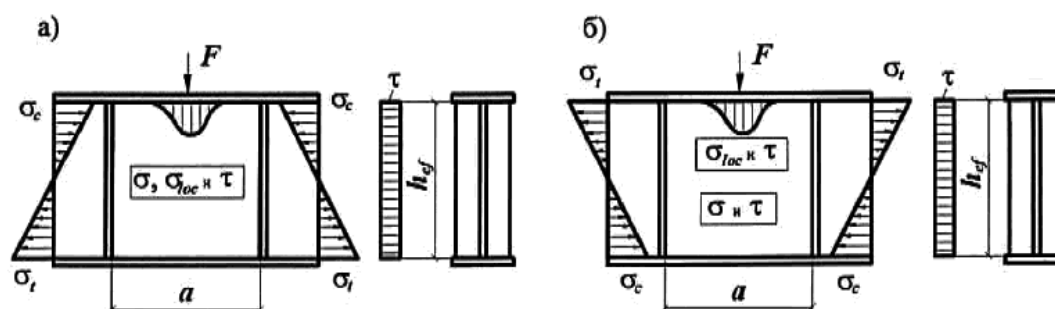
где c_1 и c_2 – коэффициенты, определяемые согласно 8.5.5;

τ_{cr} – критическое напряжение, вычисляемое по формуле

$$\tau_{cr} = 10,3(1 + 0,76/\mu^2) R_s / \bar{\lambda}_d^2, \quad (83)$$

здесь μ – отношение большей стороны отсека стенки к меньшей;

$\bar{\lambda}_d = (d/t_w)\sqrt{R_y/E}$; d – меньшая из сторон отсека стенки (h_{ef} или a).



а) - при приложении сосредоточенной нагрузки к сжатому поясу;

б) - то же, к растянутому поясу

Рисунок 8 – Схема участка балки, укрепленной поперечными ребрами жесткости

8.5.4 Для балок по 8.5.3 при $\sigma_{loc} = 0$ коэффициент c_{cr} в формуле (81) следует определять по таблице 12 в зависимости от вида поясных соединений и значения коэффициента δ , вычисляемого по формуле

$$\delta = \beta (b_f / h_{ef}) (t_f / t_w)^3, \quad (84)$$

где β – коэффициент, принимаемый по таблице 13;

b_f , t_f – ширина и толщина сжатого пояса балки, соответственно.

Т а б л и ц а 12

Поясные соединения балок	Значение c_{cr} при δ , равном						
	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30,0$
Сварные	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5
Фрикционные	35,2						

Т а б л и ц а 13

Балки	Условия работы сжатого пояса	β
Крановых путей	Крановые рельсы не приварены	2,0
	Крановые рельсы приварены	∞
Прочие	При непрерывном опирании плит	∞
	В прочих случаях	0,8
П р и м е ч а н и е – Для отсеков балок крановых путей, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, при вычислении коэффициента δ следует принимать $\beta = 0,8$.		

8.5.5 При вычислении значений $\sigma_{loc,cr}$ по формуле (82) при $\sigma_{loc} \neq 0$ следует принимать:

c_1 – по таблице 14 в зависимости от отношения a/h_{ef} и значения $\rho = 1,04 l_{ef} / h_{ef}$ (здесь значение l_{ef} следует определять согласно требованиям 8.2.2);

c_2 – по таблице 15 в зависимости от отношения a/h_{ef} и значения δ , вычисляемого по формуле (84); для балок с фрикционными поясными соединениями следует принимать $\delta=10$.

При $\sigma_{loc} \neq 0$ проверку стенки по формуле (80) следует выполнять в зависимости от значения:

а) при отношении $a/h_{ef} \leq 0,8$ значение σ_{cr} следует определять по формуле (81) с учетом 8.5.4.

Если сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу (рисунок 8, б), то при проверке стенки с учетом только σ_{loc} и τ при определении коэффициента δ по формуле (84) за b_f и t_f следует принимать ширину и толщину растянутого пояса соответственно.

Т а б л и ц а 14

ρ	Значения c_1 при a/h_{ef} (a_1/h_{ef}), равном									
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$
0,10	56,7	46,6	41,8	34,9	28,5	24,5	21,7	19,5	17,7	16,2
0,15	38,9	31,3	27,9	23,0	18,6	16,2	14,6	13,6	12,7	12,0
0,20	33,9	26,7	23,5	19,2	15,4	13,3	12,1	11,3	10,7	10,2
0,25	30,6	24,9	20,3	16,2	12,9	11,1	10,0	9,4	9,0	8,7
0,30	28,9	21,6	18,5	14,5	11,3	9,6	8,7	8,1	7,8	7,6
0,35	28,0	20,6	17,4	13,4	10,2	8,6	7,7	7,2	6,9	6,7
0,40	27,4	20,0	16,8	12,7	9,5	7,9	7,0	6,6	6,3	6,1

Т а б л и ц а 15

δ	Значения коэффициента c_2 при a/h_{ef} (a_1/h_{ef}), равном							
	0,50	0,60	0,67	0,80	1,00	1,20	1,40	$\geq 1,60$
≤ 1	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
2	1,64	1,64	1,64	1,67	1,76	1,82	1,84	1,85
4	1,66	1,67	1,69	1,75	1,88	2,01	2,09	2,12
6	1,67	1,68	1,70	1,77	1,92	2,08	2,19	2,26
10	1,68	1,69	1,71	1,78	1,96	2,14	2,28	2,38
≥ 30	1,68	1,70	1,72	1,80	1,99	2,20	2,38	2,52

Т а б л и ц а 16

Значение c_{cr} при a/h_{ef} или $a/(2h_c)$, равном								
$\leq 0,8$	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geq 2,0$	
По таблице 12	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7	

Значение τ_{cr} во всех случаях следует вычислять по фактическим размерам отсека.

8.5.6 Устойчивость стенок балок 1-го класса асимметричного двутаврового сечения с более развитым сжатым поясом, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, следует считать обеспеченной, если условие (80) выполнено с учетом следующих изменений:

при вычислении значений σ_{cr} по формулам (81) и (84) вместо значения h_{ef} принята удвоенная высота сжатой зоны стенки $2h_c$;

при $a/h_{ef} > 0,8$ и $\sigma_{loc} \neq 0$ выполнены две проверки, приведенные в 8.5.5, в которых при определении c_{cr} по таблице 16 и c_{cr} – по формуле (81) вместо значения h_{ef} принята удвоенная высота сжатой зоны стенки $2h_c$.

Значения τ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ следует определять по фактическим размерам отсека стенки.

8.5.7 Устойчивость стенок балок 1-го класса асимметричного двутаврового сечения с более развитым растянутым поясом, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, при одновременном действии напряжений σ и τ и отсутствии напряжений σ_{loc} следует считать обеспеченной, если выполнено условие

$$\frac{0,5\sigma_1}{\sigma_{cr}\gamma_c} \left(2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2} \right) \leq 1 \quad (85)$$

где $\alpha = (\sigma_1\sigma_2)/\sigma_1$; $\beta = (\sigma_{cr}/\sigma_1)(\tau/\tau_{cr})$; σ_{cr} – по формуле (81).

Здесь σ_1 и σ_2 – сжимающее и растягивающее напряжения у расчетных границ стенки, принимаемые соответственно со знаком "плюс" и "минус" и определяемые по формуле (78);

τ и τ_{cr} – касательные напряжения, определяемые по формулам (79) и (83) соответственно;

c_{cr} – коэффициент, определяемый по таблице 17 в зависимости от α .

Т а б л и ц а 17

α	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
c_{cr}	10,2	12,7	15,5	20,0	25,0	30,0

8.5.8 Устойчивость стенок балок 2-го и 3-го классов из однородной стали и бистальных при отсутствии местного напряжения ($\sigma_{loc} = 0$) и с соблюдением требований 7.3.1, 8.2.3 и 8.2.8 следует считать обеспеченной при выполнении условий:

а) для балок двоякосимметричного двутаврового и коробчатого сечений

$$M / \left[R_{yf} \gamma_c h_{ef}^2 t_w (r \alpha_f + \alpha) \right] \leq 1, \quad (86)$$

где α – коэффициент, определяемый по таблице 18 (при $\tau = Q / A_w$ и $\bar{\lambda}_w$ по 8.5.1);

Т а б л и ц а 18

τ / R_{sw}	Значения α при $\bar{\lambda}_w$, равном							
	2,2	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
0	0,240	0,239	0,235	0,226	0,213	0,195	0,173	0,153
0,5	0,203	0,202	0,197	0,189	0,176	0,158	0,136	0,116
0,6	0,186	0,185	0,181	0,172	0,159	0,141	0,119	0,099
0,7	0,167	0,166	0,162	0,152	0,140	0,122	0,100	0,080
0,8	0,144	0,143	0,139	0,130	0,117	0,099	0,077	0,057
0,9	0,119	0,118	0,114	0,105	0,092	0,074	0,052	0,032

r – следует определять по 8.4.5;

б) для балок асимметричного двутаврового сечения с более развитым сжатым поясом, укрепленных только поперечными ребрами,

$$M / \left\{ \left[\sigma_1 A_{f1} h_1 + \sigma_2 A_{f2} (h_w - h_1) + 4 h_1^2 t_w \alpha R_{yw} + h_w t_w (h_w - 2 h_1) \sqrt{R_{yw}^2 - 3 \tau^2} / 2 \right] \gamma_c \right\} \leq 1, \quad (87)$$

где σ_1, σ_2 , – напряжения в сжатом и растянутом поясах соответственно, если $\sigma_1 \geq R_{yf}$ или $\sigma_2 \geq R_{yf}$, то следует принимать соответственно $\sigma_1 = R_{yf}$ или $\sigma_2 = R_{yf}$.

В выражении (87) высоту сжатой зоны стенки h_1 следует определять по формуле

$$h_1 = A_w / (2 t_w) + (A_{f2} \sigma_2 - A_{f1} \sigma_1) / (2 t_w \sqrt{R_{yw}^2 - 3 \tau^2}). \quad (88)$$

Значения M и Q следует вычислять в одном сечении балки.

8.5.9 Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости:

в балках 1-го класса, если значение условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w$ превышает 3,2 – при отсутствии подвижной нагрузки на поясе балки или 2,2 - при наличии такой нагрузки;

в балках 2-го и 3-го классов – при любых значениях условной гибкости стенки на участках длины балки, где учитываются пластические деформации, а на остальных участках - как в балках 1-го класса.

Расстояние между поперечными ребрами не должно превышать $2 h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$ и $2,5 h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w < 3,2$.

Для балок 1-го класса увеличивать эти расстояния до значения $3 h_{ef}$ следует при условии, что устойчивость балки и стенки обеспечена выполнением требований перечисления а) или б) 8.4.4, если не превышает значений, определяемых по формуле (71).

Поперечные ребра жесткости следует устанавливать в местах приложения неподвижных сосредоточенных нагрузок и на опорах балок.

Отсутствие поперечных ребер жесткости должно быть обосновано расчетом по 8.2.2.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_r должна быть не менее $(h_w/30+25)$ мм - для парного ребра, не менее $(h_w/24+40)$ мм - для одностороннего ребра; толщина ребра должна быть не менее $2b_r \sqrt{R_y/E}$.

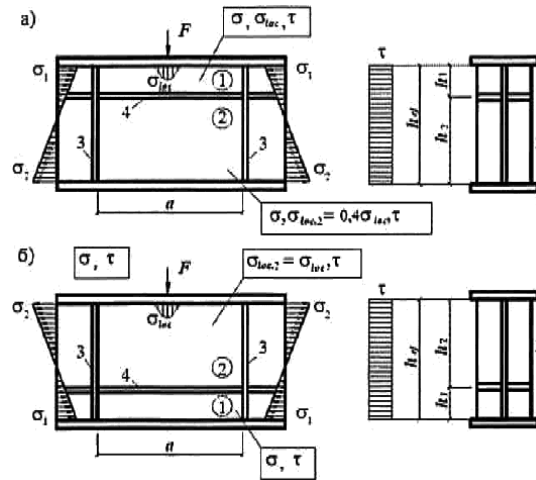
При укреплении стенки односторонними поперечными ребрами жесткости из одиночных уголков, привариваемых к стенке пером, момент инерции такого ребра, вычисляемый относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки, должен быть не меньше, чем для парного ребра.

8.5.10 Поперечное ребро жесткости, расположенное в месте приложения сосредоточенной нагрузки к верхнему поясу, следует проверять расчетом на устойчивость: двустороннее ребро - как центрально сжатую стойку, а одностороннее – как стойку, сжатую с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскости стенки до центра тяжести расчетного сечения стойки. При этом в расчетное сечение стойки необходимо включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной $0,65t_w \sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра, а расчетную длину стойки следует принимать равной расчетной высоте стенки h_{ef} .

8.5.11 Стенки балок 1-го класса, у которых при действии нормальных напряжений от изгиба устойчивость не обеспечена, а также при значениях условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w > 5,5 \sqrt{R_y/\sigma}$ (где σ – напряжение в сжатом поясе балки), следует укреплять продольным ребром жесткости, устанавливаемым дополнительно к поперечным ребрам.

8.5.12 В стенке балки симметричного двутаврового сечения 1-го класса, укрепленной, кроме поперечных ребер, одной парой продольных ребер жесткости,

расположенной на расстоянии h_1 от границы сжатого отсека (рисунок 9), обе пластинки, на которые это ребро разделяет отсек, следует рассчитывать порознь:



а) – балка со сжатым верхним поясом; б) - балка с растянутым верхним поясом

Рисунок 9 – Схема балки, укрепленной поперечными (3) и продольными (4) ребрами жесткости а) пластинку 1, расположенную между сжатым поясом и продольным ребром, по формуле

$$\frac{1}{\gamma_c} \left[\sigma / \sigma_{cr,1} + \sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr,1} + (\tau / \tau_{cr,1})^2 \right] \leq 1, \quad (89)$$

здесь значения $\sigma, \sigma_{loc}, \tau$ следует определять согласно требованиям 8.5.2, а значения $\sigma_{cr,1}$ и $\sigma_{loc,cr,1}$ - по формулам:

при $\sigma_{loc} = 0$

$$\sigma_{cr,1} = \frac{4,76}{1 - h_1 / h_{ef}} \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2}, \quad (90)$$

где $\bar{\lambda}_1 = (h_1 / t_w) \sqrt{R_y / E}$;

при $\sigma_{loc} \neq 0$ и $\mu_1 = a / h_1 \leq 2$ (при $\mu_1 > 2$ следует принимать $\mu_1 = 2$)

$$\sigma_{cr,1} = \frac{1,19\psi}{1 - h_1 / h_{ef}} \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2}; \quad (91)$$

$$\sigma_{loc,cr,1} = \psi(1,24 + 0,476\mu_1) \frac{R_y}{\bar{\lambda}_\alpha^2}, \quad (92)$$

где

$$\psi = (\mu_1 + 1 / \mu_1)^2 \text{ и } \bar{\lambda}_\alpha = (a / t_w) \sqrt{R_y / E}; \quad (93)$$

$\tau_{cr,1}$ – критическое напряжение, которое следует определять по формуле (83) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки;

б) пластинку 2, расположенную между продольным ребром и растянутым поясом, – по формуле

$$\frac{1}{\gamma_c} \sqrt{\left[\frac{\sigma(1-2h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr,2}} + \frac{\sigma_{loc,2}}{\sigma_{loc,cr,2}} \right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr,2}} \right)^2} \leq 1, \quad (94)$$

где σ и τ – напряжения, определяемые по 8.5.2;

$$\sigma_{cr,2} = \frac{5,43}{(0,5-h_1/h_{ef})^2} \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (95)$$

при

$$\bar{\lambda}_w = (h_2/t_w) \sqrt{R_y/E}; \quad (96)$$

$\sigma_{loc,2}$ – напряжение, в зависимости от того, к какому поясу приложена нагрузка: к сжатому (см. рисунок 9, а) принимается равным $0,4\sigma_{loc}$ (здесь σ_{loc} следует определять согласно 8.5.2); к растянутому (см. рисунок 9, б) – $\sigma_{loc,2} = \sigma_{loc}$;

$\sigma_{loc,cr,2}$ – напряжение, определяемое по формуле (82), где c_1 и c_2 следует определять соответственно по таблице 14 при $\rho=0,4$ и по таблице 15 при $\delta=1$, заменяя значение h_{ef} значением $(h_{ef}-h_1)$;

$\tau_{cr,2}$ – напряжение, определяемое по формуле (83) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки.

8.5.13 Промежуточные ребра, расположенные на пластинке 1 между сжатым поясом и продольным ребром, следует доводить до продольного ребра (рисунок 10).

В этом случае расчет пластинки 1 следует выполнять по формулам (89)-(93), в которых величину a следует заменять величиной a_1 , где a_1 – расстояние между осями соседних промежуточных ребер (см. рисунок 10). Расчет пластинки 2 следует выполнять по 8.5.12 б).

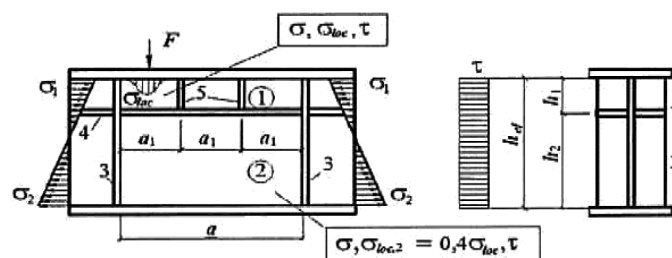


Рисунок 10 – Схема балки, укрепленной поперечными (3), продольными (4) и промежуточными (5) ребрами жесткости

8.5.14 Проверку устойчивости стенок балок асимметричного сечения (с более развитым сжатым поясом), укрепленных поперечными ребрами и парным продольным ребром, расположенным в сжатой зоне, следует выполнять по формулам (89) и (90); при этом в формулах (90), (91) и (94) следует заменить

отношения h_1/h_{ef} на $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2\sigma_1} \cdot \frac{h_1}{h_{ef}}$, а в формуле (95) $(0,5 - h_1/h_{ef})$ следует заменить на

$[\sigma_1/(\sigma_1 - \sigma_2) - h_1/h_{ef}]$, где σ_2 – краевое растягивающее напряжение (со знаком "минус") у расчетной границы отсека.

8.5.15 При укреплении стенки поперечными ребрами и парным продольным ребром жесткости места расположения и моменты инерции сечений этих ребер должны удовлетворять требованиям 8.5.9 и формулам таблицы 19.

Т а б л и ц а 19

$\frac{h_1}{h_{ef}}$	Момент инерции ребра			
	поперечного (L_r)	продольного (L_{rl})		
		требуемое	предельное	
			минимальное	максимальное
0,20	$\geq 3h_{ef}t_w^3$	$(2,5 - 0,5a/h_{ef})a^2t_w^3/h_{ef}$	$1,5h_{ef}t_w^3$	$7h_{ef}t_w^3$
0,25		$(1,5 - 0,4a/h_{ef})a^2t_w^3/h_{ef}$	$1,5h_{ef}t_w^3$	$8,5h_{ef}t_w^3$
0,30		$1,5h_{ef}t_w^3$	-	-
П р и м е ч а н и е – При вычислении промежуточные значения следует определять линейной интерполяцией.				

При расположении продольного и поперечных ребер жесткости с одной стороны стенки моменты инерции сечений каждого из них следует вычислять относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки.

8.5.16 При значениях условной гибкости $\bar{\lambda}_w > 6\sqrt{R_y/\sigma}$ стенки балки симметричного двутаврового сечения проектируют как балки 2-го класса с гибкими (неустойчивыми) стенками согласно правилам проектирования стальных конструкций.

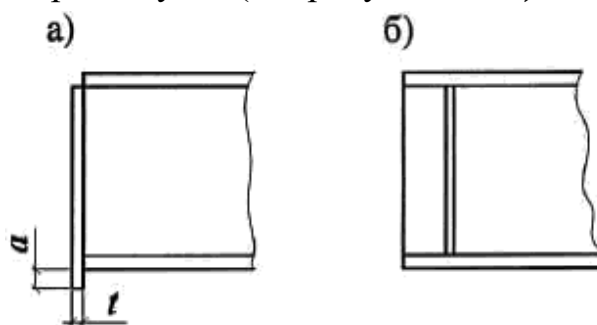
8.5.17 Участок стенки балки над опорой следует рассчитывать на устойчивость при центральном сжатии из плоскости балки как стойку, нагруженную опорной реакцией.

При укреплении стенки балки опорными ребрами жесткости с шириной выступающей части b_r (b_r не менее $0,5b_{fi}$, здесь b_{fi} – ширина нижнего пояса балки) в расчетное сечение этой стойки следует включать сечение опорных ребер и полосы стенки шириной не более $0,65t_w\sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны ребра.

Толщина опорного ребра жесткости t_r должна быть не менее $3b_r\sqrt{R_y/E}$, где b_r – ширина выступающей части.

Расчетную длину стойки следует принимать равной расчетной высоте стенки балки h_{ef} .

Нижние торцы опорных ребер (рисунок 11) должны быть остроганы либо плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки. Напряжения в этих сечениях при действии опорной реакции не должны превышать расчетного сопротивления стали: в первом случае (см. рисунок 11, а) – смятию R_p при $a \leq 15t$ и сжатию R_y при $a > 15t$; во втором случае (см. рисунок 11, б) – смятию R_p .



а) - в торце с применением строжки; б) - удаленного от торца с плотной пригонкой или приваркой к нижнему поясу

Рисунок 11 – Схема опорного ребра жесткости

Сварные швы, прикрепляющие опорное ребро к нижнему поясу балки, следует рассчитывать на воздействие опорной реакции.

При отсутствии опорных ребер жесткости (в прокатных балках) расчетное сечение стойки – полоса стенки шириной, равной длине участка опирания балки.

8.5.18 Устойчивость сжатых поясов следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f) \sqrt{R_{yf}/E}$ или поясного листа $\bar{\lambda}_{f1} = (b_f/t_f) \sqrt{R_y/E}$ балок 1-го класса, а также бистальных 2-го класса при выполнении требований 7.3.7, 8.2.1 и 8.2.8 не превышает предельных значений $\bar{\lambda}_{uf}$ ($\bar{\lambda}_{uf,1}$), определяемых по формулам:
для свеса полки (без окаймления и отгиба) двутаврового сечения

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{R_{yf}/\sigma_c}; \quad (97)$$

для поясного листа коробчатого сечения

$$\bar{\lambda}_{uf,1} = 1,5 \sqrt{R_{yf}/\sigma_c}. \quad (98)$$

Здесь σ_c – напряжение в сжатом поясе, определяемое по формулам:
для однородного сечения

$$\sigma_c = M/(W_{xnc}\gamma_c) \text{ или } \sigma_c = M_x/(W_{xnc}\gamma_c) + M_y/(W_{yn}\gamma_c);$$

для бистального сечения

$$\sigma_c = R_{yw}/\sqrt{3(1-4\alpha')} \text{ или } \sigma_c = R_{yw}/\sqrt{3(1-4\alpha')} + M_y/(W_{yn}\gamma_c),$$

где α' – значения α из таблицы 18 при $\tau=0$;

если $\sigma_c > R_{yf}$, то следует принимать $\sigma_c = R_{yf}$.

8.5.19 Устойчивость сжатых поясов следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса сжатого пояса или поясного листа балок 2-го и 3-го классов из однородной стали при выполнении требований 7.3.7, 8.2.3 и 8.5.8 не превышает предельных значений $\bar{\lambda}_{uf}$ ($\bar{\lambda}_{uf,1}$), определяемых при $2,2 \leq \bar{\lambda}_{uw} \leq 5,5$ по формулам:

для свеса полки (без окаймления и отгиба) двутаврового сечения

$$\bar{\lambda}_{uw} = 0,17 + 0,006\bar{\lambda}_{uw} \quad (99)$$

для поясного листа коробчатого сечения

$$\bar{\lambda}_{uf,1} = 0,675 + 0,15\bar{\lambda}_{uw}. \quad (100)$$

При $\bar{\lambda}_{uw} < 2,2$ или $\bar{\lambda}_{uw} > 5,5$ следует принимать $\bar{\lambda}_{uw} = 2,2$ или $\bar{\lambda}_{uw} = 5,5$.

8.5.20 В случае окаймления или отгиба полки (стенки) сечения (рисунок 5), размером $a_{ef} \geq 0,3b_{ef}$ и толщиной $t > 2a_{ef} \sqrt{R_{yf}/E}$, значения $\bar{\lambda}_{uf}$, определяемые по формулам (97) и (99), увеличивают в 1,5 раза.

8.6 Расчет опорных плит

8.6.1 Площадь стальной опорной плиты должна удовлетворять требованиям расчета на прочность фундамента.

Передача расчетного усилия на опорную плиту может осуществляться через фрезерованный торец или через сварные швы конструкции, опирающейся на плиту.

8.6.2 Толщину опорной плиты следует определять расчетом на изгиб пластинки по формуле

$$t = \sqrt{6M_{max}/R_y\gamma_c}, \quad (101)$$

где M_{max} – наибольший из изгибающих моментов M , действующих на полосе единичной ширины разных участков опорной плиты и определяемых по формулам:

для консольного участка плиты

$$M_1 = 0,5qc^2; \quad (102)$$

для участка плиты, опертого на четыре стороны в направлении короткой и длинной сторон соответственно

$$M_a = \alpha_1 qa^2; \quad M_b = \alpha_2 qb^2; \quad (103)$$

для участка плиты, опертого по трем сторонам

$$M_3 = \alpha_3 q(d_1)^2, \quad (104)$$

для участка плиты, опертого на две стороны, сходящиеся под углом, по формуле (104), принимая при этом d_1 – диагональ прямоугольника, а размер a_1 в таблице Е.2 – расстояние от вершины угла до диагонали.

Здесь c – вылет консольного участка плиты;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ – коэффициенты, зависящие от условий опирания и отношения размеров сторон участка плиты и принимаемые согласно таблице Е.2 (приложение Е);

q – реактивный отпор фундамента под рассматриваемым участком плиты на единицу площади плиты.

9 Расчет элементов стальных конструкций при действии продольной силы с изгибом

9.1 Расчет на прочность элементов сплошного сечения

9.1.1 Расчет на прочность внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) и внецентренно растянутых (растянуто-изгибаемых) элементов из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} \leq 440$ Н/мм², не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок, при напряжениях $\tau < 0,5R_s$ и $\sigma = N / A_n > 0,1R_y$ следует выполнять по формуле

$$\left(\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x W_{xn, min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, min} R_y \gamma_c} + \frac{B}{W_{\omega, min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad (105)$$

где N, M_x и M_y, B – абсолютные значения соответственно продольной силы, изгибающих моментов и бимоменты при наиболее неблагоприятном их сочетании;

n, c_x, c_y – коэффициенты, принимаемые согласно таблице Е.1 (приложение Е).

Если $\sigma = N / A_n \leq 0,1R_y$, формулу (105) следует применять при выполнении требований 8.5.8 и таблицы Е.1 (приложение Е).

Расчет на прочность элементов в случаях, не предусмотренных расчетом по формуле (105), следует выполнять по формуле

$$(N / A_n \pm M_{x\gamma} / L_{xn} \pm M_{y\gamma} / L_{yn} \pm B_{\omega} / L_{\omega n}) / (R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (106)$$

где x, y – расстояния от главных осей до рассматриваемой точки сечения.

9.1.2 Расчет на прочность внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов по формуле (105) выполнять не требуется при значении приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} \leq 20$ (9.2.2), отсутствии ослабления сечения и одинаковых значениях изгибающих моментов, принимаемых в расчетах на прочность и устойчивость.

9.1.3 Внецентренно сжатые (сжато-изгибаемые) элементы из стали с нормативным сопротивлением $R_{yn} > 440$ Н/мм², с несимметричными сечениями относительно оси, перпендикулярной к плоскости изгиба (например, сечения типов

10, 11 по таблице Д.2), следует проверять на прочность растянутого волокна сечения в плоскости действия момента по формуле

$$\frac{\gamma_u}{R_u \gamma_c} \left| \frac{N}{A_n} - \frac{M}{\delta W_{tn}} \right| \leq 1, \quad (107)$$

где W_{tn} – момент сопротивления сечения, вычисленный для растянутого волокна;
 δ – коэффициент, определяемый по формуле

$$\delta = 1 - 0,1N \frac{\lambda^2}{AR_y}. \quad (108)$$

При этом N следует принимать со знаком "-".

9.2 Расчет на устойчивость элементов сплошного сечения

9.2.1 Расчет на устойчивость внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов при действии момента в одной из главных плоскостей следует выполнять как в этой плоскости (плоская форма потери устойчивости), так и из этой плоскости (изгибно-крутильная форма потери устойчивости).

9.2.2 Расчет на устойчивость внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов постоянного сечения (колонн многоэтажных зданий - в пределах этажа) в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле

$$N / (\varphi_e AR_y \gamma_c) \leq 1. \quad (109)$$

В формуле (109) коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом φ_e следует определять по таблице Д.3 в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведенного относительного эксцентриситета m_{ef} , определяемого по формуле

$$m_{ef} = \eta m, \quad (110)$$

где η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по таблице Д.2 (приложение Д);

$m = eA/W_c$ – относительный эксцентриситет (здесь $e = M/N$ – эксцентриситет, при вычислении которого значения M и N следует принимать согласно требованиям 9.2.3;

W_c – момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатого волокна).

При значениях $m_{ef} > 20$ расчет следует выполнять как для изгибаемых элементов (раздел 8).

9.2.3 Расчетные значения продольной силы N и изгибающего момента M в элементе следует принимать для одного и того же сочетания нагрузок из расчета

системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали.

При этом значения M следует принимать равными:

для колонны постоянного сечения рамной системы – наибольшему моменту в пределах длины колонны;

для ступенчатой колонны – наибольшему моменту на длине участка постоянного сечения;

для колонны с одним защемленным, а другим свободным концом - моменту в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины колонны от заделки;

для сжатых поясов ферм и структурных плит, воспринимающих внеузловую поперечную нагрузку, - наибольшему моменту в пределах средней трети длины панели пояса, определяемому из расчета пояса как упругой неразрезной балки;

для сжатого стержня с шарнирно опертыми концами и сечением, имеющим одну ось симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, - моменту, определяемому по формулам таблицы 20 в зависимости от относительного эксцентриситета $m_{max} = M_{max}A/(N W_c)$ и принимаемому равным не менее $0,5M_{max}$.

Т а б л и ц а 20

Относительный эксцентриситет m_{max}	Момент M при условной гибкости стержня	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} \geq 4$
$m_{max} \leq 3$	$M = M_{max} - 0,25\bar{\lambda}(M_{max} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < m_{max} \leq 20$	$M = M_2 + (m_{max} - 3)(M_{max} - M_2)/17$	$M = M_1 + (m_{max} - 3)(M_{max} - M_1)/17$
Обозначения, принятые в таблице 20: M_{max} - наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня; M_1 - наибольший изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня, принимаемый равным не менее $0,5M_{max}$; M_2 - изгибающий момент, принимаемый равным M при $m_{max} \leq 3$ и $\bar{\lambda} < 4$, но не менее $0,5 M_{max}$.		

Для сжатых стержней двоякосимметричного сплошного сечения с шарнирно опертыми концами, на которых действуют изгибающие моменты, значение m_{ef} , необходимое для определения Φ_e , следует принимать согласно таблице Д.5 (приложение Д).

9.2.4 Расчет на устойчивость внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) стержней сплошного постоянного сечения, кроме коробчатого, из плоскости

действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости ($L_x > L_y$), совпадающей с плоскостью симметрии, а также швеллеров следует выполнять по формуле

$$N / (c \varphi_y A R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (111)$$

где c – коэффициент, определяемый согласно требованиям 9.2.5;

φ_y – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый согласно требованиям 7.1.3.

9.2.5 Коэффициент c в формуле (111) следует определять:

при значениях $m_x \leq 5$ по формуле

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x) \leq 1, \quad (112)$$

где α , β – коэффициенты, определяемые по таблице 21;

при значениях $m_x \geq 10$ по формуле

$$c = 1 / (1 + m_x \varphi_y / \varphi_b), \quad (113)$$

где φ_b – коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый согласно требованиям 8.4.1 и приложению Ж как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса;

при значениях $5 < m_x < 10$ по формуле

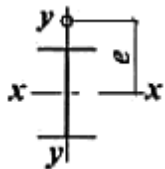
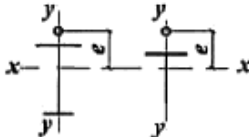
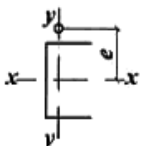
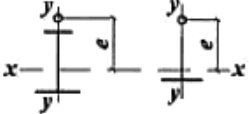
$$c = c_5 (2 - 0,2 m_x) + c_{10} (0,2 m_x - 1), \quad (114)$$

где следует определять: c_5 – по формуле (112) при $m_x = 5$; c_{10} – по формуле (113) при $m_x = 10$. Здесь $m_x = (M_x / N)(A / W_c)$ – относительный эксцентриситет, где M_x следует принимать по 9.2.6.

При гибкости $\bar{\lambda}_y > 3,14$ коэффициент c не должен превышать значений c_{max} , определяемых по приложению Д; в случае, если $c > c_{max}$, в формулах (111) и (117) вместо c следует принимать c_{max} .

При значениях отношения ширины сечения к его высоте менее 0,3 коэффициент c следует принимать, равным 0,3.

Т а б л и ц а 21

Тип сечения	Схема сечения и эксцентриситет	Значения коэффициентов			
		α при		β при	
		$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\bar{\lambda}_y \leq 3,14$	$\bar{\lambda}_y > 3,14$
1		0,7	$0,65 + 0,05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$
2					
3		0,7	$0,65 + 0,05m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_y}$
4		$1 - 0,3L_2 / L_1$	$1 - (0,35 - 0,05m_x)L_2 / L_1$	1	$1 - (1 - \sqrt{\varphi_c / \varphi_y})(2L_2 / L_1 - 1);$ $\beta = 1$ при $L_2 / L_1 < 0,5$
Обозначения, принятые в таблице 21: L_1 и L_2 моменты инерции большей и меньшей полок относительно оси симметрии сечения $y-y$ соответственно; φ_c – значение φ_y при $\bar{\lambda}_y = 3,14$.					

9.2.6 При определении относительного эксцентриситета m_x в формулах (112)-(114) за расчетный момент M_x следует принимать:

для стержней с концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента, - максимальный момент в пределах средней трети длины, но не менее половины наибольшего момента по длине стержня;

для стержней с одним заделанным, а другим свободным концом - момент в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины стержня от заделки.

9.2.7 Расчет на устойчивость внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов двутаврового сечения, непрерывно подкрепленных вдоль одной из полок, следует выполнять по формуле (111) с учетом формулы (Д.4) приложения Д.

9.2.8 Внецентренно сжатые (сжато-изгибаемые) элементы постоянного сечения, изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости ($L_y < L_x$ и $e_y \neq 0$), следует рассчитывать по формуле (109), а при гибкости $\lambda_x > \lambda_y$ - также проверять расчетом на устойчивость из плоскости действия момента как центрально сжатые элементы по формуле

$$N / (\varphi_x A R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (115)$$

где φ_x – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, определяемый согласно требованиям 7.1.3.

При $\lambda_x \leq \lambda_y$ проверки устойчивости из плоскости действия момента не требуется.

9.2.9 Расчет на устойчивость стержней сплошного постоянного сечения (кроме коробчатого), подверженных сжатию и изгибу в двух главных плоскостях, при совпадении плоскости наибольшей жесткости ($L_x > L_y$) с плоскостью симметрии, а также при сечении типа 3 (см. таблицу 21) следует выполнять по формуле

$$N / (\varphi_{exy} A R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (116)$$

где

$$\varphi_{exy} = \varphi_{ey} (0,6\sqrt[3]{c} + 0,4\sqrt[4]{c}). \quad (117)$$

Здесь следует определять:

φ_{ey} – согласно требованиям 9.2.2, принимая в формулах вместо m и $\bar{\lambda}$ соответственно m_y и $\bar{\lambda}_y$;

c – согласно требованиям 9.2.5:

При вычислении значения $m_{ef,y} = \eta m_y$ для стержней двутаврового сечения с неодинаковыми полками коэффициент η следует определять как для сечения типа 8 по таблице Д.2 (приложение Д).

Если $m_{ef,y} < m_x$ то кроме расчета по формуле (116), следует произвести дополнительную проверку по формулам (109) и (111), принимая $e_y = 0$.

Если $\lambda_x > \lambda_y$, то кроме расчета по формуле (116), следует произвести дополнительную проверку по формуле (109), принимая $e_y = 0$.

Значения относительных эксцентриситетов следует вычислять по формулам:

$$m_x = e_x A / W_{cx}; \quad (118)$$

$$m_y = e_y A / W_{cy}, \quad (119)$$

где W_{cx} и W_{cy} – моменты сопротивления сечений для наиболее сжатого волокна относительно осей $x-x$ и $y-y$ соответственно.

Если плоскость наибольшей жесткости сечения стержня ($L_x > L_y$) не совпадает с плоскостью симметрии, то расчетное значение m_x следует увеличивать на 25% (кроме сечения типа 3 по таблице 21).

9.2.10 Расчет на устойчивость стержней сплошного постоянного коробчатого сечения при сжатии с изгибом в одной или в двух главных плоскостях следует выполнять по формулам:

$$N / (\varphi_{ey} A R_y \gamma_c) + M_x / (c_x \delta_x W_{x,min} R_y \gamma_c) \leq 1; \quad (120)$$

$$N / (\varphi_{ex} A R_y \gamma_c) + M_y / (c_y \delta_y W_{y,min} R_y \gamma_c) \leq 1, \quad (121)$$

где $\varphi_{ex}, \varphi_{ey}$ – коэффициенты устойчивости при сжатии с изгибом, определяемые по таблице Д.3 (приложение Д);

c_x, c_y – коэффициенты, принимаемые по таблице Е.1 (приложение Е);

δ_x, δ_y – коэффициенты, определяемые по формулам:

$$\delta_x = 1 - 0,1 N \bar{\lambda}_x^2 / (A R_y) \text{ и } \delta_y = 1 - 0,1 N \bar{\lambda}_y^2 / (A R_y) \quad (122)$$

при этом N следует принимать со знаком "-";

и принимаемые равными 1,0 при $\bar{\lambda}_x \leq 1$ и $\bar{\lambda}_y \leq 1$ соответственно.

При изгибе в плоскости наибольшей жесткости ($L_x > L_y; M_y = 0$) вместо следует принимать φ_y .

9.3 Расчет на устойчивость элементов сквозного сечения

9.3.1 При проверке на устойчивость внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) стержней сквозного сечения с соединительными планками или решетками следует выполнять как расчет стержня в целом, так и отдельных ветвей.

9.3.2 При расчете стержня в целом относительно свободной оси ($y-y$) по формуле (109), когда планки и решетки расположены в плоскостях, параллельных плоскости действия момента, коэффициент φ_e следует определять по таблице Д.4 в

зависимости от условной приведенной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$ (λ_{ef} – по таблице 8) и относительного эксцентриситета m , определяемого по формуле

$$m = eAa / L, \quad (123)$$

где $e = M/N$ – эксцентриситет, при вычислении которого значения M и N следует принимать по 9.2.3;

a – расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной к плоскости действия момента, до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви;

L – момент инерции сечения сквозного стержня относительно свободной оси.

При значениях $m > 20$ расчет на устойчивость стержня в целом не требуется; в этом случае расчет следует выполнять как для изгибаемых элементов.

9.3.3 При расчете отдельных ветвей сквозных стержней с решетками по формуле (7) продольную силу в каждой ветви следует определять с учетом дополнительного усилия N_{ad} от момента. Значение этого усилия следует вычислять по формулам:

$N_{ad} = M_y / b$ – при изгибе стержня в плоскости, перпендикулярной к оси y -у, для сечений типов 1 и 3 (см. таблицу 8);

$N_{ad} = 0,5M_y / b_1$ – то же, для сечений типа 2 (см. таблицу 8);

$N_{ad} = 0,5M_x / b_2$ – при изгибе стержня в плоскости, перпендикулярной к оси x -х, для сечений типа 3 (таблица 8);

$N_{ad} = 0,5M_x / b_2$ – то же, для сечений типа 2 (см. таблицу 8),

где b, b_1, b_2 – расстояния между осями ветвей (см. таблицу 8).

При изгибе стержня сквозного сечения типа 2 (см. таблицу 8) в двух плоскостях усилие N_{ad} следует определять по формуле

$$N_{ad} = 0,5(M_y / b_1 + M_x / b_2). \quad (124)$$

9.3.4 При расчете отдельных ветвей сквозных стержней с планками в формуле (109) следует учитывать дополнительное усилие N_{ad} от момента M и местный изгиб ветвей от фактической или условной поперечной силы (как в поясах безраскосной фермы).

9.3.5 Расчет на устойчивость внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) трехгранных сквозных стержней с решетками и постоянным по длине равносторонним сечением следует выполнять согласно требованиям раздела 16.

9.3.6 Расчет на устойчивость сквозных стержней из двух сплошностенчатых ветвей, симметричных относительно оси x -х (рисунок 12), с решетками в двух

параллельных плоскостях, подверженных сжатию и изгибу в обеих главных плоскостях, следует выполнять:

для стержня в целом – в плоскости, параллельной плоскостям решеток, согласно требованиям 9.3.2, принимая $e_x=0$;

для отдельных ветвей – как внецентренно сжатых элементов по формулам (109) и (111); при этом продольную силу в каждой ветви следует определять с учетом дополнительного усилия от момента M_y (9.3.3), а момент M_x распределять между ветвями как $M_{xb}=N_b e_x$ (см. рисунок 12); если момент M_x действует в плоскости одной из ветвей, то следует считать его полностью передающимся на эту ветвь. При расчете по формуле (109) гибкость отдельной ветви следует определять с учетом требований 10.3.10, а при расчете по формуле (111) - по максимальному расстоянию между узлами решетки.

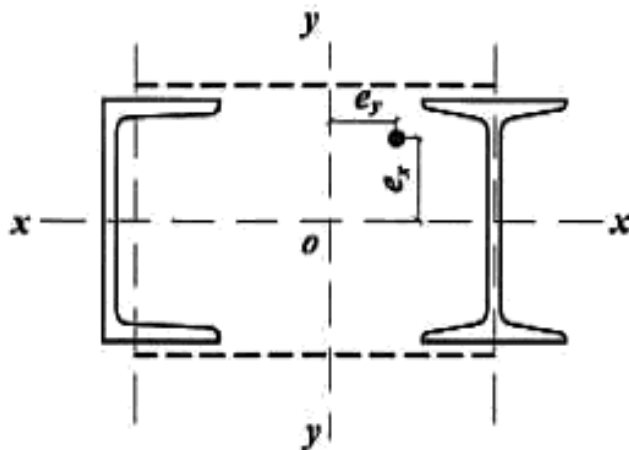


Рисунок 12 – Схема сквозного сечения стержня из двух сплошностенчатых ветвей

9.3.7 Расчет соединительных планок или решеток сквозных внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) стержней следует выполнять согласно 7.2.8 и 7.2.9 на поперечную силу, равную большому из двух значений: фактической поперечной силе Q , определенной при расчете стержня как элемента безраскосной фермы, или условной поперечной силе Q_{fic} , вычисляемой согласно требованиям 7.2.7.

В случае, когда фактическая поперечная сила больше условной, следует соединять ветви сквозных внецентренно сжатых элементов решетками.

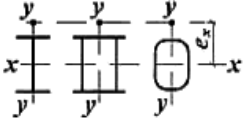
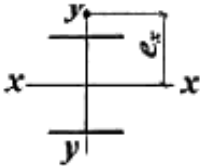
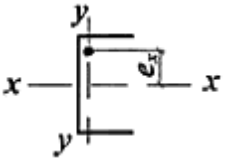
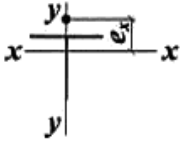
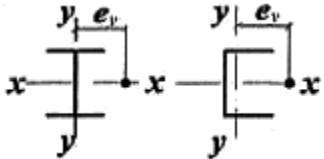
9.4 Проверка устойчивости стенок и поясов

9.4.1 Расчетные размеры проверяемых на устойчивость стенок и поясных листов (полок) следует принимать согласно 7.3.1 и 7.3.7.

9.4.2 Устойчивость стенок внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов следует считать обеспеченной, если условная гибкость стенки

$\bar{\lambda}_w(h_{ef}/t_w)\sqrt{R_y/E}$ не превышает значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uw}$, определяемых по формулам таблицы 22.

Т а б л и ц а 22

Тип сечения	Схема сечения и эксцентриситет	Условия применения формул		Предельная условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw}$
1		$1 \leq m_x \leq 10;$ для двутавра $c\varphi_y > \varphi_e$	$\bar{\lambda}_x < 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} = 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}_x^{-2}$ (125)
			$\bar{\lambda}_x \geq 2$	$\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} = 1,2 + 0,35 \bar{\lambda}_x \leq 3,1$ (126)
2		$c\varphi_y \leq \varphi_e;$ $1 \leq \alpha \leq 2$		$\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw2} =$ $= 1,42 \cdot \sqrt{\frac{c_{cr} R_y \gamma_c}{\sigma_1 (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq$ $\leq 0,7 + 2,4\alpha$ (127)
3		$1 \leq \alpha \leq 2$		$\bar{\lambda}_{uw} = 0,75 \bar{\lambda}_{uw2} \leq 0,52 + 1,8\alpha$ (128)
4		$1 \leq b_f / h_{ef} \leq 2;$ $0,8 \leq \bar{\lambda}_x \leq 4$		$\bar{\lambda}_{uw} = (0,4 + 0,07 \bar{\lambda}_x)(1 +$ $+ 0,25 \sqrt{2 - b_f / h_{ef}})$ (129)
5		$m_y \geq 1$		$\bar{\lambda}_{uw} = 2 \sqrt{A R_y \gamma_c / N} \leq 5,5$ (130)

Тип сечения	Схема сечения и эксцентриситет	Условия применения формул	Предельная условная гибкость стенки $\bar{\lambda}_{uw}$
<i>Обозначения, принятые в таблице 22:</i> $\bar{\lambda}_x$ – условная гибкость стержня в плоскости действия момента; c_{cr} – коэффициент, определяемый по таблице 17 в зависимости от α, $\alpha = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$ (здесь σ_1 – наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком "плюс" и вычисленное без учета коэффициентов φ_e, φ_y и φ_{exy}; σ_2 – соответствующее напряжение у противоположной расчетной границы стенки); $\beta = 0,15 c_{cr} \tau / \sigma_1$ (здесь $\tau = Q / (t_w h_w)$ – среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении; для коробчатого сечения $\tau = Q / (2 t_w h_w)$; b_f – ширина полки тавра). Примечания 1 Для сечений типа 1 при значениях $0 < m_x < 1$ или $10 < m_x < 20$ значения* следует определять линейной интерполяцией между значениями $\bar{\lambda}_{uw}$, вычисленными согласно 7.3.2 ($m_x = 0$) или 8.5.1 ($= 20$) и по формуле (125) или (126) соответственно. 2 Для сечения типа 2 при $\alpha < 0,5$ значение $\bar{\lambda}_{uw}$ следует определять дважды; согласно 7.3.2 и с использованием формул (125), (126); при $0,5 < \alpha < 1$ - линейной интерполяцией между значениями $\bar{\lambda}_{uw}$, вычисленными при $\alpha = 0,5$ и $\alpha = 1$. 3 Для сечения типа 4 при $\bar{\lambda}_x < 0,8$ или $\bar{\lambda}_x > 4$ в формуле (129) следует принимать $\bar{\lambda}_x = 0,8$ или $\bar{\lambda}_x = 4$, соответственно. 4 Для сечений типа 5 при значениях $0 < m_y < 1$ значения $\bar{\lambda}_{uw}$ следует определять линейной интерполяцией между значениями $\bar{\lambda}_{uw}$, вычисленными согласно 7.3.2 ($m_y = 0$), и по формуле (130).			

9.4.3 При выполнении условия $0,8 \leq N / (\varphi_e A R_y \gamma_c) \leq 1$ предельную условную гибкость $\bar{\lambda}_{uw}$, вычисленную по формулам (125) и (126), увеличивают путем определения ее по формуле

$$\bar{\lambda}_{uw} = \bar{\lambda}_{uw1} + 5(\bar{\lambda}_{uw2} - \bar{\lambda}_{uw1}) \left(1 - \frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} \right), \quad (131)$$

где $\bar{\lambda}_{uw1}$ и $\bar{\lambda}_{uw2}$ – значения $\bar{\lambda}_{uw}$, вычисленные по формулам (125), (126) и (127).

При выполнении условия $N/(\varphi_e A R_y \gamma_c) < 0,8$ значение $\bar{\lambda}_{uw}$ следует принимать равным $\bar{\lambda}_{uw2}$.

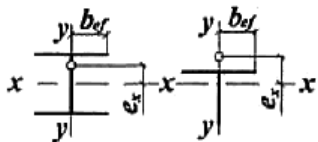
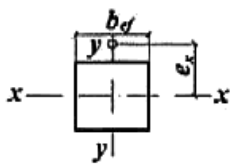
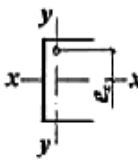
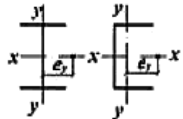
9.4.4 Укреплять поперечными ребрами жесткости стенки внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементов сплошного сечения (колонн, стоек, опор и т.п.) при $\bar{\lambda}_{uw} \geq 2,3$ следует в соответствии с требованиями 7.3.3.

9.4.5 При укреплении стенки внецентренно сжатого (сжато-изгибаемого) элемента продольным ребром жесткости (с моментом инерции $L_{rl} \geq 6h_{ef}t_w^3$), расположенным посередине стенки, наиболее нагруженную часть стенки между поясом и осью ребра следует рассматривать как самостоятельную пластинку и проверять по формулам таблицы 22. При этом расчет и проектирование ребра и элемента в целом следует выполнять с учетом требований 7.3.4.

9.4.6 В случаях, когда фактическое значение условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_{uw}$ превышает предельное значение $\bar{\lambda}_{uw}$, вычисленное для сечений типа 1 по формулам таблицы 22, а для сечений типов 2 и 3 с учетом примечания 2 таблицы 22 (при $\alpha \leq 0,5$), проверку устойчивости стержня по формулам (109), (115) и (116), а также при $\alpha \leq 0,5$ по формуле (111), следует выполнять с учетом расчетной уменьшенной площади A_d в соответствии с 7.3.6.

9.4.7 Устойчивость поясов (полок) внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) стержней с гибкостью $0,8 \leq \bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) \leq 4$ следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса (полки) $\bar{\lambda}_f = (b_{ef}/t_f)\sqrt{R_y/E}$ или поясного листа $\bar{\lambda}_{f1} = (b_{ef,1}/t_f)$ не превышает значений предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uf}(\bar{\lambda}_{uf,1})$, определяемых по формулам таблицы 23.

Т а б л и ц а 23

Тип сечения	Схема сечения и эксцентриситет	Условия применения формул	Предельная условная гибкость свеса пояса $\bar{\lambda}_{uf}$ или поясного листа $\bar{\lambda}_{uf,1}$ при гибкости стержня $0,8 \leq \bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) \leq 4$
1		$0 \leq m_x \leq 5$	$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,5 + + 0,7\bar{\lambda}_x)m_x \quad (132)$
2			$\bar{\lambda}_{uf,1} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(5,3 + + 1,3\bar{\lambda}_x)m_x \quad (133)$
3		-	$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda}_x \quad (134)$
4			$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10\bar{\lambda}_y \quad (135)$
$\bar{\lambda}_{ufc}$ – предельное значение условной гибкости свеса пояса или поясного листа центрально-сжатого элемента, определяемое согласно требованиям 7.3.8 и 7.3.9. Пр и м е ч а н и я 1 При $5 < m_x \leq 20$ значения $\bar{\lambda}_{uf}$ ($\bar{\lambda}_{uf,1}$) следует определять линейной интерполяцией между значениями $\bar{\lambda}_{uf}$ ($\bar{\lambda}_{uf,1}$), вычисленными по формулам настоящей таблицы, и согласно 8.5.18 и 8.5.19 (при $m=20$) соответственно. 2 При гибкости стержня $\bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) < 0,8$ или $\bar{\lambda}_x(\bar{\lambda}_y) > 4$ следует принимать 0,8 и 4 соответственно.			

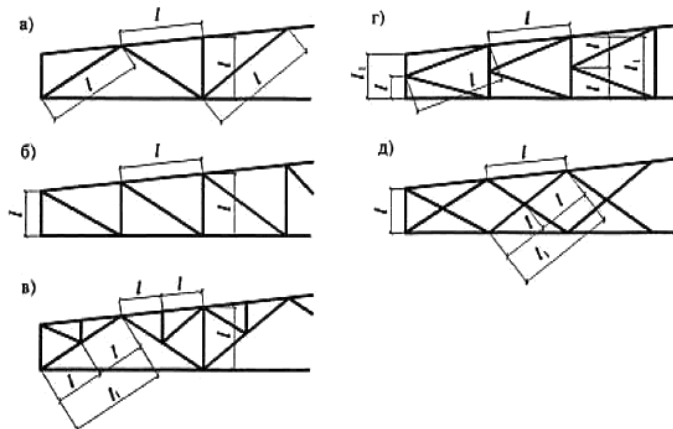
9.4.8 Для полок (стенок) с отгибами (см. рисунок 5), значения предельной условной гибкости $\bar{\lambda}_{uf}$ ($\bar{\lambda}_{uf,1}$), определяемые по формулам таблицы 23, следует умножать на коэффициент 1,5.

Размеры отгиба следует определять согласно 7.3.10.

9.4.9 При назначении сечений внецентренно сжатых и сжато-изгибаемых элементов по предельной гибкости (раздел 10.4) значения предельных условных гибкостей стенки $\bar{\lambda}_{uw}$, определяемых по формулам таблицы 22, а также поясов $\bar{\lambda}_{uf}$ ($\bar{\lambda}_{uf,1}$), определяемых по формулам таблицы 23 и согласно 9.4.8, следует увеличивать умножением на коэффициент $\sqrt{\phi_m A R_{yf} / N}$ (здесь ϕ_m – меньшее из значений ϕ_e , ϕ_y , ϕ_{exy} , использованное при проверке устойчивости элемента), но не более чем в 1,25 раза.

10 Расчетные длины и предельные гибкости элементов стальных конструкций

10.1 Расчетные длины элементов плоских ферм, ветвей колонн и связей*



- а) – треугольная со стойками; б) – раскосная; в) – треугольная со шпренгелями;
г) – полураскосная треугольная; д) – перекрестная

Рисунок 13 – Схемы для определения расчетных длин сжатых элементов (обозначения приведены в таблице 24) решеток ферм

10.1.2 Расчетные длины l_{ef} и $l_{ef,1}$ верхнего пояса фермы (неразрезного стержня) постоянного сечения с различными сжимающими или растягивающими усилиями на участках (число участков равной длины $k \geq 2$) в предположении шарнирного сопряжения (рисунок 14, а) элементов решетки и связей, следует определять по формулам:

в плоскости пояса фермы

$$l_{ef} = (0,17\alpha^3 + 0,83)l \geq 0,8l, \quad (136)$$

где α – отношение усилия, соседнего с максимальным, к максимальному усилию в панелях фермы; при этом $1 \geq \alpha \geq -0,55$;

из плоскости пояса фермы

$$l_{ef,1} = \left\{ 0,75 + 0,25[\beta/(k-1)]^{2k-3} \right\} l_1 \geq 0,5l_1, \quad (137)$$

где β – отношение суммы усилий на всех участках (рассматриваемой длины между точками закрепления пояса из плоскости), кроме максимального, к максимальному усилию; при этом $(k-1) \geq \beta \geq -0,5$. При вычислении параметра β в формуле (137) растягивающие усилия в стержнях необходимо принимать со знаком "минус".

Т а б л и ц а 24

Направление продольного изгиба элемента фермы	Расчетные длины l_{ef} и $l_{ef,1}$		
	поясов	опорных раскосов и опорных стоек	прочих элементов решетки
1 В плоскости фермы l_{ef}			
а) для ферм, кроме указанных в позиции 1, б	l	l	$0,8l$
б) для ферм из одиночных уголков и ферм с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	l	l	$0,9l$
2 В направлении, перпендикулярном к плоскости фермы (из плоскости фермы) $l_{ef,1}$:			
а) для ферм, кроме указанных в позиции 2, б	l_1	l_1	l_1
б) для ферм с прикреплением элементов решетки к поясам впритык	l_1	l_1	$0,9l_1$

Окончание таблицы 24

Направление продольного изгиба элемента фермы	Расчетные длины l_{ef} и $l_{ef,1}$		
	поясов	опорных раскосов и опорных стоек	прочих элементов решетки
3 В любом направлении $l_{ef}=l_{ef,1}$ для ферм из одиночных уголков при одинаковых расстояниях между точками закрепления элементов в плоскости и из плоскости фермы	$0,85l$	l	$0,85l$
Обозначения, принятые в таблице 24 (см. рисунок 13): l – геометрическая длина элемента (расстояние между центрами ближайших узлов) в плоскости фермы; l_1 – расстояние между узлами, закрепленными от смещения из плоскости фермы (поясами ферм, специальными связями, жесткими плитами покрытий, прикрепленными к поясу сварными швами или болтами, и т.п.).			

Расчетные длины l_{ef} и $l_{ef,1}$ ветви сквозной колонны постоянного сечения (неразрезного стержня) с различными сжимающими усилиями на участках (число участков равной длины $k \geq 2$) с граничными условиями, когда один конец стержня (нижний) жестко закреплен, а другой – шарнирно оперт в плоскости решетки при шарнирном креплении к нему элементов решетки (рисунок 14, б), следует определять по формулам:

в плоскости ветви

$$l_{ef} = l \sqrt{0,36 + 0,59\alpha^3} \geq 0,6L, \quad (138)^*$$

где α – отношение усилия, соседнего с максимальным, к максимальному усилию в месте заделки; при этом $1 \geq \alpha \geq 0$;

из плоскости ветви

$$l_{ef,1} = (0,6\sqrt{k} + 0,54\beta) \frac{l_1}{k} \geq 0,5l_1, \quad (139)$$

где β – отношение суммы усилий на всех участках, кроме максимального, к максимальному усилию в месте заделки; при этом $(k-1) \geq \beta \geq 0$.

В обоих случаях l – длина участка (см. рисунки 13 и 14); l_1 – расстояние между точками связей из плоскости стержня (см. рисунок 14), и расчет на устойчивость следует выполнять на максимальное усилие.

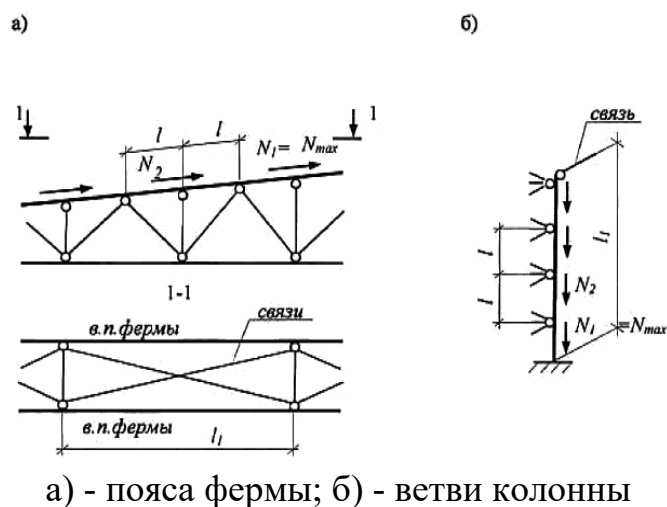


Рисунок 14 – Схемы для определения расчетной длины элементов

10.1.3 Расчетные длины $l_{ef,1}$ (когда они не зависят от соотношения усилий) элементов перекрестной решетки, скрепленных между собой (см. рисунок 13, д), следует принимать по таблице 25. Определять расчетные длины пересекающихся связей (см. вид 1-1 рисунка 14, а) следует в соответствии с правилами по проектированию стальных конструкций.

Т а б л и ц а 25

Конструкция узла пересечения элементов решетки	Расчетная длина $l_{ef,1}$ из плоскости фермы (связи) при поддерживающем элементе		
	растянутом	неработающем	сжатом
Оба элемента не прерываются	l	$0,7l$	l_1
Поддерживающий элемент прерывается и перекрывается фасонкой: рассматриваемый элемент не прерывается	$0,7 l_1$	l_1	$1,4 l_1$

Окончание таблицы 25

Конструкция узла пересечения элементов решетки	Расчетная длина $l_{ef,1}$ из плоскости фермы (связи) при поддерживающем элементе		
	растянутом	неработающем	сжатом
рассматриваемый элемент прерывается и перекрывается фасонкой	$0,7 l_1$	-	-
Обозначения, принятые в таблице 25 (см. рисунок 13, д): l – расстояние от центра узла фермы (связи) до точки пересечения элементов; l_1 – полная геометрическая длина элемента.			

10.1.4 Радиусы инерции i сечений элементов из одиночных уголков при определении гибкости следует принимать:

при расчетной длине элемента не менее $0,85l$ (где l – расстояние между центрами ближайших узлов) - минимальными ($i=i_{min}$);

в остальных случаях - относительно оси уголка, перпендикулярной или параллельной плоскости фермы ($i=i_x$ или $i=i_y$), в зависимости от направления продольного изгиба.

10.2 Расчетные длины элементов пространственных решетчатых конструкций, в том числе структурных

10.2.1 Расчетные длины l_{ef} элементов структурных конструкций следует принимать по таблице 26 (l - геометрическая длина элемента - расстояние между центрами узлов структурных конструкций).

Т а б л и ц а 26

Элементы структурных конструкций	Расчетная длина l_{ef}
1 Кроме указанных в позициях 2 и 3	l
2 Неразрезные (не прерывающиеся в узлах) пояса, а также элементы поясов и решеток, прикрепляемых в узлах сваркой впритык к шаровым или цилиндрическим узловым элементам	$0,85l$

Элементы структурных конструкций	Расчетная длина l_{ef}
3 Из одиночных уголков, прикрепляемых в узлах одной полкой:	
а) сварными швами или болтами (не менее двух), расположенными вдоль элемента, при l/i_{min} :	
до 90	l
св. 90 до 120	$0,90l$
св. 120 до 150 (только для элементов решетки)	$0,75l$
св. 150 до 200 (только для элементов решетки)	$0,70l$
б) одним болтом при l/i_{min} :	
до 90	l
св. 90 до 120	$0,95l$
св. 120 до 150 (только для элементов решетки)	$0,85l$
св. 150 до 200 (только для элементов решетки)	$0,80l$

10.2.2 Радиусы инерции сечений i элементов структурных конструкций при определении гибкости следует принимать:

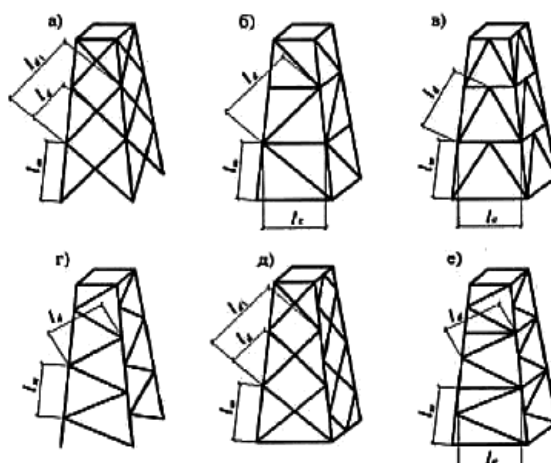
для сжато-изгибаемых элементов - относительно оси, перпендикулярной к или параллельной плоскости изгиба ($i=i_x$ или $i=i_y$); в остальных случаях - минимальными ($i=i_{min}$).

10.2.3 Расчетные длины l_{ef} и радиусы инерции сечений i сжатых, растянутых и ненагруженных элементов пространственных конструкций (рисунок 15) из одиночных уголков при определении гибкости следует принимать по таблицам 27, 28 и 29.

10.2.4 Для определения расчетных длин раскосов по рисунку 15, в, при креплении их без фасонки к распорке и поясу сварными швами или болтами (не менее двух), расположенными вдоль раскоса, значение коэффициента расчетной длины μ_d следует принимать по таблице 29 при значении n "До 2". В случае

прикрепления их концов одним болтом значение μ_d следует принимать по таблице 29 для прикрепления "Одним болтом без фасонки", а при вычислении значения l_{ef} по таблице 27 вместо μ_d следует принимать $0,5(1 + \mu_d)$.

10.2.5 Расчетные длины l_{ef} и радиусы инерции i элементов из труб или парных уголков следует принимать согласно 10.1.1-10.1.3.



а), б), в) – с совмещенными в смежных гранях узлами; г), д) – с несовмещенными в смежных гранях узлами; е) – с частично совмещенными в смежных гранях узлами

Рисунок 15 – Схемы пространственных решетчатых конструкций

Т а б л и ц а 27

Элементы пространственных конструкций	Сжатые и ненагруженные элементы		Растянутые элементы	
	l_{ef}	i	l_{ef}	i
Пояса:				
по рисунку 15, а), б), в)	l_m	i_{min}	l_m	i_{min}
по рисунку 15, г), д)	$0,73 l_m$	i_{min}	$0,73 l_m$	i_{min}
по рисунку 15, е)	$0,64 l_m$	i_{min}	$0,64 l_m$	i_{min}

Элементы пространственных конструкций	Сжатые и ненагруженные элементы		Растянутые элементы	
	l_{ef}	i	l_{ef}	i
Раскосы:				
по рисунку 15, а), д	$\mu_d l_{dc}$	i_{min}	$l_d(l_{d1})$	$i_{min}(i_x)$
по рисунку 15, б), в), г), е)	$\mu_d l_d$	i_{min}	l_d	i_{min}
Распорки:				
по рисунку 15, б), е)	$0,80 l_c$	i_{min}	-	-
по рисунку 15, в)	$0,73 l_c$	i_{min}		
Обозначения, принятые в таблице 27 (рисунок 15): l_{dc} – условная длина, принимаемая по таблице 28; μ_d – коэффициент расчетной длины раскоса, принимаемый по таблице 29. Примечания 1 Раскосы по рисунку 15, а), д) в точках пересечения должны быть скреплены между собой. 2 Значение l_{ef} для распорок по рисунку 15, в) приведено для равнополочных уголков. 3 В скобках приведены значения l_{ef} и i для раскосов из плоскости грани конструкции.				

Т а б л и ц а 28

Конструкция узла пересечения элементов решетки	Условная длина раскоса при поддерживающем элементе		
	растянутом	неработающем	сжатом
Оба стержня не прерываются Поддерживающий элемент прерывается и перекрывается фасонкой; рассматриваемый элемент не прерывается:	l_d	$1,3 l_d$	$0,8 l_{d1}$

Окончание таблицы 28

Конструкция узла пересечения элементов решетки	Условная длина раскоса при поддерживающем элементе		
	растянутом	неработающем	сжатом
в конструкциях по рисунку 15, а)	$1,3 l_d$	$1,6 l_d$	l_{d1}
в конструкциях по рисунку 15, д)	$(1,75-0,15n) l_d$	$(1,9-0,1n) l_d$	l_{d1}
Узел пересечения элементов закреплен от смещения из плоскости грани (диафрагмой и т.п.)	l_d	l_d	l_d
Обозначение, принятое в таблице 28 (рисунок 15): $n = L_{m,min} l_d / (L_{d,min} l_m),$ где $L_{m,min}$ и $L_{d,min}$ - наименьшие моменты инерции сечения пояса и раскоса соответственно. П р и м е ч а н и е – При $n < 1$ и $n > 3$ в формулах таблицы следует принимать $n = 1$ и $n = 3$ соответственно.			

Т а б л и ц а 29

Прикрепление раскоса к поясам	Значение n	Значение μ_d при l/l_{min} , равном		
		до 60	св. 60 до 160	св. 160
Сварными швами, болтами (не менее двух), расположенными вдоль раскоса	До 2	1,14	$0,54+36i_{min}/l$	0,765
	Свыше 6	1,04	$0,54+28,8 i_{min}/l$	0,740
Одним болтом без фасонки	При любых значениях	1,12	$0,64+28,8 i_{min}/l$	0,820
Обозначения, принятые в таблице 29: n – по таблице 28; l – длина, принимаемая равной: l_d - для раскосов по рисунку 15, б), в), г), е); l_{dc} по таблице 28 – для раскосов по рисунку 15, а), д).				

Прикрепление раскоса к поясам	Значение n	Значение μ_d при l/l_{min} , равном		
		до 60	св. 60 до 160	св. 160
П р и м е ч а н и я 1 Значение μ_d при $2 \leq n \leq 6$ следует определять линейной интерполяцией. 2 При прикреплении одного конца раскоса к поясу без фасонок сваркой или болтами, а второго конца – через фасонку, коэффициент расчетной длины раскоса следует принимать равным $0,5(1 + \mu_d)$; при прикреплении обоих концов раскосов через фасонки - $\mu_d = 1,0$.				

10.3 Расчетные длины колонн (стоек)

10.3.1 Расчетные длины l_{ef} колонн (стоек) постоянного сечения или отдельных участков ступенчатых колонн следует определять по формуле

$$l_{ef} = \mu l, \quad (140)$$

где l – длина колонны, отдельного участка ее или высота этажа;

μ - коэффициент расчетной длины.

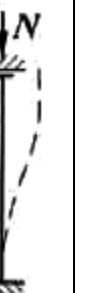
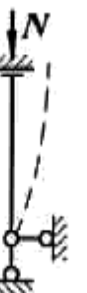
10.3.2 При определении коэффициентов расчетной длины колонн (стоек) значения продольных сил в элементах системы следует принимать для того сочетания нагрузок, для которого выполняется проверка устойчивости колонн (стоек) согласно разделам 7 и 9.

Значения коэффициентов расчетной длины μ для колонн постоянного сечения и отдельных участков ступенчатых колонн при любых сочетаниях нагрузок принимаются как для колонн постоянного сечения и отдельных участков ступенчатых колонн в рассчитываемой конструкции при сочетании нагрузок, дающем наибольшие значения продольных сил.

При этом необходимо различать несвободные (раскрепленные) рамы, у которых узлы крепления ригелей к колоннам не имеют свободы перемещения в направлении, перпендикулярном к оси колонны в плоскости рамы, и свободные (нераскрепленные) рамы, у которых такие перемещения возможны (см. рисунок 1).

10.3.3 Коэффициенты расчетной длины μ колонн (стоек) постоянного сечения следует определять в зависимости от условий закрепления их концов и вида нагрузки. Для определенных схем закрепления концов и вида нагрузки значения μ приведены в таблице 30.

Т а б л и ц а 30

Схема закрепления колонны (стойки) и вид нагрузки								
μ	1,0	0,7	0,5	2,0	1,0	2,0	0,725	1,12

Коэффициенты расчетной длины колонн (стоек) постоянного сечения с упругим закреплением концов следует определять по формулам, приведенным в своде правил по проектированию стальных конструкций.

10.3.4 Коэффициенты расчетной длины m^* колонн постоянного сечения в плоскости свободных или несвободных рам при одинаковом нагружении узлов, расположенных в одном уровне, следует определять по формулам таблицы 31. В свободных рамах при жестком креплении оснований колони ($0,03 \leq p \leq 50$) и шарнирном креплении ригелей к верхним концам колонн в формулах (142) и (143) следует принимать $n=0$.

Т а б л и ц а 31

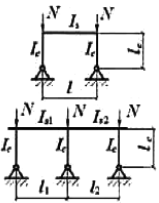
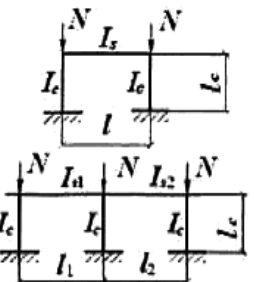
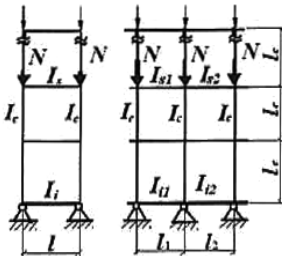
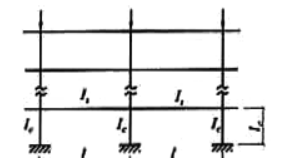
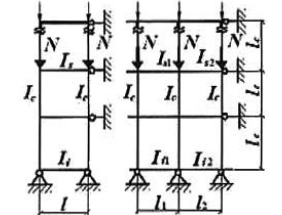
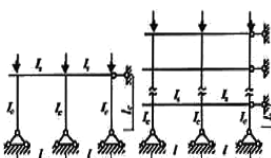
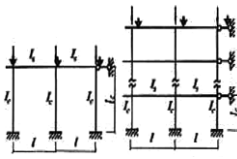
Схема рамы	Параметры		Коэффициент расчетной длины
	p	n	
	$p = 0$	$\frac{L_S l_C}{L_C l}$	$\mu = 2\sqrt{1 + \frac{0,38}{n}} \quad (141)$
		$\frac{k(n_1 + n_2)}{k + 1};$ $k \geq 2$	
	$p = \infty$	$\frac{L_S l_C}{L_C l}$	$\mu = \sqrt{\frac{n + 0,56}{n + 0,14}} \quad (142)$
		$\frac{k(n_1 + n_2)}{k + 1};$ $k \geq 2$	

Схема рамы	Параметры		Коэффициент расчетной длины
	p	n	
	Верхний этаж		$\mu = \frac{(p+0,68)\sqrt{n+0,22}}{\sqrt{0,68p(p+0,9)(n+0,08)+0,1n}}; \quad (143)$
	$\frac{k(p_1+p_2)}{k+1}$	$\frac{2k(n_1+n_2)}{k+1}$	
	Средний этаж		при $n>0,2$
	$\frac{k(p_1+p_2)}{k+1}$	$\frac{k(n_1+n_2)}{k+1}$	
	Нижний этаж		$\mu = \frac{(p+0,63)\sqrt{n+0,28}}{\sqrt{pn(p+0,9)+0,1n}}; \quad (144)$
	$\frac{2k(p_1+p_2)}{k+1}$	$\frac{k(n_1+n_2)}{k+1}$	
	Частные случаи		$\mu = 2,15\sqrt{\frac{n+0,22}{n}}$
	$p=0$	От 0,03 до 0,2	
		Св. 0,2	
	$0,03 \leq p \leq 50$	∞	$\mu = \frac{(p+0,63)}{\sqrt{p(p+0,9)+0,1}}$
	$p = \infty$	От 0,03 до 0,2	$\mu = 1,21\sqrt{\frac{n+0,22}{n+0,08}}$
		Св. 0,2	$\mu = \sqrt{\frac{n+0,28}{n}}$
	Несвободные рамы		$\mu = \sqrt{\frac{1+0,46(p+n)+0,18pn}{1+0,93(p+n)+0,71pn}} \quad (145)$
	Верхний этаж		
	$0,5(p_1+p_2)$	n_1+n_2	
	Средний этаж		
	$0,5(p_1+p_2)$	$0,5(n_1+n_2)$	

Окончание таблицы 31

Схема рамы	Параметры		Коэффициент расчетной длины
	p	n	
	Нижний этаж		
	(p_1+p_2)	$0,5(n_1++n_2)$	
	Частные случаи		$\mu = \sqrt{\frac{1+0,46n}{1+0,93n}}$
	$p=0$	$\frac{L_sl_c}{L_cl}$	
	$p=\infty$	$\frac{L_sl_c}{L_cl}$	$\mu = \sqrt{\frac{1+0,39n}{2+1,54n}}$
Обозначения, принятые в таблице 31: L_{s1}, L_{s2} и L_{i1}, L_{i2}- моменты инерции сечения ригелей, примыкающих соответственно к верхнему и нижнему концу проверяемой колонны; L_c, l_c – соответственно момент инерции сечения и длина проверяемой колонны; l, l_1, l_2 – пролеты рамы; k – число пролетов; $n_1=\frac{L_{s1}l_c}{L_cl_1}$; $n_2=\frac{L_{s2}l_c}{L_cl_2}$; $p_1=\frac{L_{i1}l_c}{L_cl_1}$; $p_2=\frac{L_{i2}l_c}{L_cl_2}$. Пр и м е ч а н и е – Для крайней колонны свободной многопролетной рамы коэффициент μ следует определять при значениях p и n как для колонн однопролетной рамы.			

10.3.5 При отношении $H/B \geq 6$ (где H – полная высота свободной многоэтажной рамы, B – ширина рамы) должна быть проверена общая устойчивость рамы в целом как составного стержня, зашеченного в основании и свободного вверху.

10.3.6 При неравномерном нагружении верхних узлов колонн в свободной одноэтажной раме и наличии жесткого диска покрытия или продольных связей по верху всех колонн коэффициент расчетной длины μ_{ef} наиболее нагруженной колонны в плоскости рамы следует определять по формуле

$$\mu_{ef} = \mu \sqrt{\frac{L_c \sum N_i}{N_c \sum L_i}} \geq 0,7, \quad (146)$$

где μ – коэффициент расчетной длины проверяемой колонны, вычисленный по формулам (141) и (142);

L_c, N_c – момент инерции сечения и усилие в наиболее нагруженной колонне рассматриваемой рамы, соответственно;

$\sum N_i, \sum L_i$ – сумма расчетных усилий и моментов инерции сечений всех колонн рассматриваемой рамы и четырех соседних рам (по две с каждой стороны) соответственно; все усилия следует определять при том же сочетании нагрузок, которое вызывает усилие N_c в проверяемой колонне.

10.3.7 Коэффициенты расчетной длины μ отдельных участков ступенчатых колонн в плоскости рамы следует определять согласно приложению И или на основе расчетной схемы, учитывающей фактические условия закрепления концов колонн с учетом 10.3.1 и 10.3.2.

При определении коэффициентов расчетной длины μ для ступенчатых колонн рам одноэтажных производственных зданий не учитывается влияние степени загрузки и жесткости соседних колонн; для многопролетных рам (с числом пролетов два и более) при наличии жесткого диска покрытия или продольных связей, связывающих поверху все колонны и обеспечивающих пространственную работу сооружения, расчетные длины колонн следует определять как для стоек, неподвижно закрепленных на уровне ригелей.

10.3.8 Коэффициенты расчетной длины μ , определенные для колонн свободных одноэтажных (при отсутствии жесткого диска покрытия) и многоэтажных рам, следует уменьшать умножением на коэффициент ψ , определяемый по формуле

$$\psi = 1 - \alpha \left[1 - (\omega/5)^2 \right]^{5/4}, \quad (147)$$

где $\alpha = 0,65 - 0,9\beta + 0,25\beta^2$;

$$\omega = \bar{\lambda} / \sqrt{1+m} \leq 5$$

Здесь обозначено:

$$\beta = 1 - M_1 / M \leq 0,2; \quad m = MA / (NW_c);$$

$\bar{\lambda}$ – условная гибкость колонны, вычисленная с учетом требований 7.3.2 и 7.3.3.

Расчетные значения продольной силы N и изгибающего момента M в рассматриваемой свободной раме следует определять согласно 9.2.3.

Значение изгибающего момента M следует определять для того же сочетания нагрузок в том же сечении колонны, где действует момент M , рассматривая раму в данном расчетном случае как несвободную.

10.3.9 Расчетные длины колонн в направлении вдоль здания (из плоскости рамы) следует принимать равными расстояниям между закрепленными от смещения из плоскости рамы точками (опорами колонн, подкрановых балок и подстропильных ферм, узлами крепления связей и ригелей и т.п.) или определять на основе расчетной схемы, учитывающей фактические условия закрепления концов колонн.

10.3.10 Расчетную длину ветвей плоских опор транспортных галерей следует принимать равной:

в продольном направлении галереи - высоте опоры (от низа базы до оси нижнего пояса фермы или балки), умноженной на коэффициент μ , определяемый как для стоек постоянного сечения в зависимости от условий закрепления их концов;

в поперечном направлении (в плоскости опоры) – расстоянию между центрами узлов; при этом должна быть проверена общая устойчивость опоры в целом как составного стержня, заземленного в основании и свободного вверху.

10.3.11 Определение расчетных длин колонн (стоек), в т.ч. сжатых элементов пространственных решетчатых конструкций, с использованием сертифицированных программных вычислительных комплексов выполняется в предположении упругой работы стали по недеформированной схеме.

10.4 Предельные гибкости элементов

10.4.1 Гибкости элементов $\lambda = l_{ef} / i$ не должны превышать предельных значений λ_u , приведенных в таблице 32 для сжатых элементов и в таблице 33 – для растянутых.

10.4.2 Для элементов конструкций, которые согласно приложению В относятся к группе 4 в зданиях и сооружениях всех классов по ГОСТ 27751, значение предельной гибкости повышается на 10%.

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов λ_u
1 Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции: а) плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб или парных уголков высотой до 50 м б) пространственных конструкций из одиночных уголков, а также пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой св. 50 м 2 Элементы, кроме указанных в позициях 1 и 7: а) плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков б) пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями 3 Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по позиции 1) 4 Основные колонны 5 Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т.п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже балок крановых путей), балки и прогоны, с учетом работы на сжатие 6 Элементы связей, кроме указанных в позиции 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы, кроме указанных в позиции 7	180-60 α 120 210-40 α 220-40 α 220 180-60 α 210-60 α 200

Окончание таблицы 32

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов λ_u
7 Сжатые и ненагруженные элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений, подверженные воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости	150
Обозначение, принятое в таблице 32: $\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} - \text{коэффициент, принимаемый не менее } 0,5 \text{ (в соответствующих случаях вместо } \varphi \text{ следует принимать } \varphi_e).$	

Т а б л и ц а 33

Элементы конструкций	Предельная гибкость растянутых элементов λ_u при воздействии на конструкцию нагрузок		
	динамических, приложенных непосредственно к конструкции	статических	от кранов (см. прим.4) и железнодорожных составов
1 Пояса и опорные раскосы плоских ферм (включая тормозные фермы) и структурных конструкций	250	400	250
2 Элементы ферм и структурных конструкций, кроме указанных в позиции 1	350	400	300
3 Нижние пояса балок и ферм крановых путей	-	-	150

Элементы конструкций	Предельная гибкость растянутых элементов λ_u при воздействии на конструкцию нагрузок		
	динамических, приложенных непосредственно к конструкции	статических	от кранов (см. прим.4) и железнодорожных составов
4 Элементы вертикальных связей между колоннами (ниже балок крановых путей)	300	300	200
5 Прочие элементы связей	400	400	300
6 Пояса и опорные раскосы стоек и траверс, тяги траверс опор линий электропередачи, открытых распределительных устройств и контактных сетей транспорта	250	-	-
7 Элементы опор линий электропередачи, открытых распределительных устройств и контактных сетей транспорта, кроме указанных в позициях 6 и 8	350	-	-

Окончание таблицы 33

Элементы конструкций	Предельная гибкость растянутых элементов λ_u при воздействии на конструкцию нагрузок		
	динамических, приложенных непосредственно к конструкции	статических	от кранов (см. прим.4) и железнодорожных составов
8 Элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений (а в тягах траверс опор линий электропередачи и из одиночных уголков), подверженных воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости	150	-	-
П р и м е ч а н и я 1 В конструкциях, не подвергающихся динамическим воздействиям, гибкость растянутых элементов следует проверять только в вертикальных плоскостях. 2 Для элементов связей (позиция 5), у которых прогиб под действием собственного веса не превышает $l/150$, при воздействии на конструкцию статических нагрузок принимают $\lambda_u = 500$. 3 Гибкость растянутых элементов, подвергнутых предварительному напряжению (тяги с талрепами), не ограничивается. 4 Значения предельных гибкостей следует принимать при кранах групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К в соответствии с СНиП 2.01.07. 5 Для нижних поясов балок и ферм крановых путей при кранах групп режимов работы 1К-6К принимают $\lambda_u = 200$. 6 К динамическим нагрузкам, приложенным непосредственно к конструкции, относятся нагрузки, принимаемые в расчетах на усталость или с учетом коэффициентов динамичности по СНиП 2.01.07.			

11 Расчет листовых конструкций

11.1 Расчет на прочность

11.1.1 Расчет на прочность листовых конструкций (оболочек вращения), находящихся в безмоментном напряженном состоянии, следует выполнять по формуле

$$\frac{1}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad (148)$$

где σ_x и σ_y – нормальные напряжения по двум взаимно перпендикулярным направлениям;

γ_c – коэффициент условий работы конструкций, назначаемый в соответствии с требованиями СНиП 2.09.03.

При этом абсолютные значения главных напряжений должны быть не более значений расчетных сопротивлений, умноженных на γ_c .

11.1.2 Напряжения в безмоментных тонкостенных оболочках вращения (рисунок 16), находящихся под давлением жидкости, газа или сыпучего материала, следует определять по формулам:

$$\sigma_1 = \frac{F}{2\pi r t \cos \beta}; \quad (149)$$

$$\sigma_2 = (p/t - \sigma_1/r_1)r_2, \quad (150)$$

где σ_1 и σ_2 – соответственно меридиональное и кольцевое напряжения;

F – проекция на ось z-z оболочки полного расчетного давления, действующего на часть оболочки (см. рисунок 16);

r и β – радиус и угол, показанные на рисунке 16;

t – толщина оболочки;

p – расчетное давление на поверхность оболочки;

r_1, r_2 – радиусы кривизны в главных направлениях срединной поверхности оболочки.

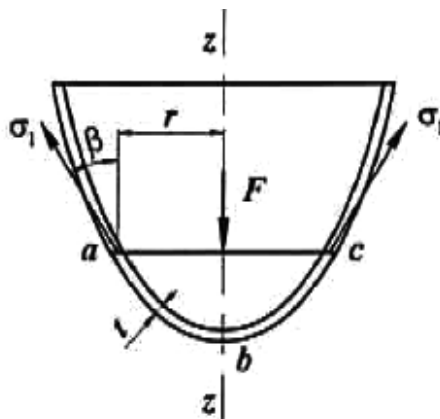


Рисунок 16 – Схема оболочки вращения

11.1.3 Напряжения в замкнутых безмоментных тонкостенных оболочках вращения, находящихся под внутренним равномерным давлением, следует определять по формулам:

для цилиндрических оболочек

$$\sigma_1 = pr / (2t); \quad \sigma_2 = pr / t; \quad (151)$$

для сферических оболочек

$$\sigma_1 = \sigma_2 = pr / (2t); \quad (152)$$

для конических оболочек

$$\sigma_1 = \frac{pr}{2t \cos \beta}; \quad \sigma_2 = \frac{pr}{t \cos \beta}, \quad (153)$$

где p – расчетное внутреннее давление на единицу поверхности оболочки;

r – радиус срединной поверхности оболочки (рисунок 17);

β – угол между образующей конуса и его осью $z-z$ (см. рисунок 17).

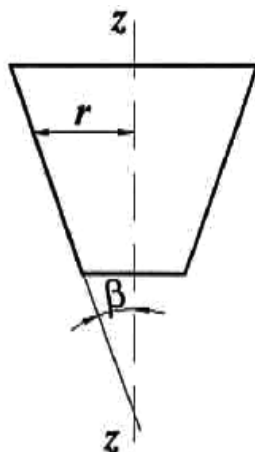


Рисунок 17 – Схема конической оболочки вращения

11.1.4 При проверке прочности оболочек в местах изменения их формы или толщины, а также изменения нагрузки следует учитывать местные напряжения (краевой эффект).

11.1.5 Напряжения и усилия в оболочках любой конфигурации следует выполнять в соответствии с требованиями 11.1.2-11.1.4, а также с использованием сертифицированных программных комплексов при расчетах по пространственной расчетной схеме.

11.2 Расчет на устойчивость

11.2.1 Расчет на устойчивость замкнутых круговых цилиндрических оболочек вращения, равномерно сжатых параллельно образующим, следует выполнять по формуле

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{cr,1} \gamma_c} \leq 1, \quad (154)$$

где σ_1 – расчетное напряжение в оболочке;

$\sigma_{cr,1}$ – критическое напряжение, равное меньшему из значений ψR_y или cEt/r (здесь r – радиус срединной поверхности оболочки; t – толщина оболочки) при $r/t \leq 300$; при $r/t > 300$ $\sigma_{cr,1} = cEt/r$.

Значения коэффициентов ψ при $0 < r/t \leq 300$ следует определять по формуле

$$\psi = 0,97 - (0,00025 + 0,95R_y/E)r/t. \quad (155)$$

Значения коэффициента c следует определять по таблице 34.

Т а б л и ц а 34

r/t	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
c	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

В случае внецентренного сжатия параллельно образующим или чистого изгиба в диаметральной плоскости при касательных напряжениях в месте наибольшего момента, не превышающих значения $0,07E(t/r)^{3/2}$, напряжение $\sigma_{cr,1}$ должно быть увеличено в $(1,1 - 0,1 \sigma'_1 / \sigma_1)$ раза, где σ'_1 – наименьшее напряжение (растягивающие напряжения считать отрицательными).

11.2.2 В трубах, рассчитываемых как сжатые или внецентренно сжатые стержни при условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$, должно быть выполнено условие

$$r / t \leq \pi \sqrt{E / R_y} \quad (156)$$

Такие трубы следует рассчитывать на устойчивость в соответствии с требованиями разделов 7 и 9 независимо от расчета на устойчивость стенок. Расчет на устойчивость стенок бесшовных или электросварных труб не требуется, если значения r/t не превышают половины значений, определяемых по формуле (156).

11.2.3 Цилиндрическая панель, опертая по двум образующим и двум дугам направляющей, равномерно сжатая вдоль образующих, при $b^2 / (rt) \leq 20$ (где b - ширина панели, измеренная по дуге направляющей) должна быть рассчитана на устойчивость как пластинка по формулам:

при расчетном напряжении $\sigma \leq 0,8R_y$

$$b / t \leq 1,9 \sqrt{E / \sigma}; \quad (157)$$

при расчетном напряжении

$$b / t \leq 37 / \sqrt{1 + 500R_y / E}. \quad (158)$$

При $0,8R_y < \sigma < R_y$ наибольшее отношение b/t следует определять линейной интерполяцией.

Если $b^2 / (rt) > 20$, то панель следует рассчитывать на устойчивость как оболочку согласно требованиям 11.2.1.

11.2.4 Расчет на устойчивость замкнутой круговой цилиндрической оболочки вращения, при действии внешнего равномерного давления p , нормального к боковой поверхности, следует выполнять по формуле

$$\sigma_2 / (\sigma_{cr,2} \gamma_c) \leq 1, \quad (159)$$

где $\sigma_2 = pr / t$ – расчетное кольцевое напряжение в оболочке;

$\sigma_{cr,2}$ – критическое напряжение, определяемое по формулам:

при $0,5 \leq l / r \leq 10$

$$\sigma_{cr,2} = 0,55E(r / l)(t / r)^{3/2}; \quad (160)$$

при

$$\sigma_{cr,2} = 0,17E(t/r)^2; \quad (161)$$

при $10 < l/r < 20$ напряжение $\sigma_{cr,2}$ следует определять линейной интерполяцией.

Здесь l – длина цилиндрической оболочки.

Та же оболочка, но укрепленная кольцевыми ребрами, расположенными с шагом $s \geq 0,5r$ между осями, должна быть рассчитана на устойчивость по формулам (159) - (161) с подстановкой в них значения s вместо l .

В этом случае должно быть удовлетворено условие устойчивости ребра в своей плоскости как сжатого стержня согласно требованиям 7.1.3 при $N = prs$ и расчетной длине стержня $l_{ef} = 1,8r$; при этом в сечение ребра следует включать участки оболочки шириной $65t\sqrt{E/R_y}$ с каждой стороны от оси ребра, а условная гибкость стержня $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R_y/E}$ не должна превышать 6,5.

При одностороннем ребре жесткости его момент инерции следует вычислять относительно оси, совпадающей с ближайшей поверхностью оболочки.

11.2.5 Расчет на устойчивость замкнутой круговой цилиндрической оболочки вращения, подверженной одновременному действию нагрузок, указанных в 11.2.1 и 11.2.4, следует выполнять по формуле

$$\left(\sigma_1 / \sigma_{cr,1} + \sigma_2 / \sigma_{cr,2} \right) / \gamma_c \leq 1, \quad (162)$$

где $\sigma_{cr,1}$ должно быть вычислено согласно требованиям 11.2.1 и $\sigma_{cr,2}$ – согласно требованиям 11.2.4.

11.2.6 Расчет на устойчивость конической оболочки вращения с углом конусности $\beta \leq 60^\circ$, сжатой силой N вдоль оси (рисунок 18), следует выполнять по формуле

$$N / (N_{cr} \gamma_c) \leq 1, \quad (163)$$

где N_{cr} – критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = 6,28t\sigma_{cr,1}r_m \cos^2 \beta, \quad (164)$$

здесь t – толщина оболочки;

$\sigma_{cr,1}$ – значение напряжения, вычисленное согласно требованиям 11.2.1 с заменой радиуса r радиусом r_m , равным

$$r_m = (0,9r_2 + 0,1r_1) / \cos\beta. \quad (165)$$

11.2.7 Расчет на устойчивость конической оболочки вращения при действии внешнего равномерного давления p , нормального к боковой поверхности, следует выполнять по формуле

$$\sigma_2 / (\sigma_{cr,2} \gamma_c) \leq 1, \quad (166)$$

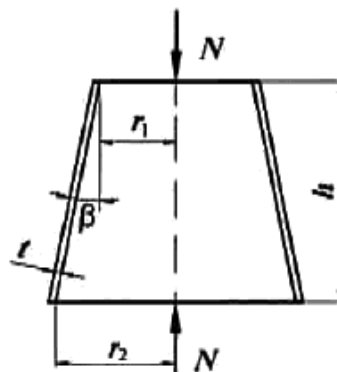


Рисунок 18 – Схема конической оболочки вращения под действием продольного усилия сжатия

здесь $\sigma_2 = pr_m / t$ – расчетное кольцевое напряжение в оболочке;

$\sigma_{cr,2}$ – критическое напряжение, определяемое по формуле

$$\sigma_{cr,2} = 0,55E(r_m / h)(t / r_m)^{3/2}, \quad (167)$$

где r_m – радиус, определяемый по формуле (165);

h – высота конической оболочки (между основаниями).

11.2.8 Расчет на устойчивость конической оболочки вращения, подверженной одновременному действию нагрузок, указанных в 11.2.6 и 11.2.7, следует выполнять по формуле

$$(N / N_{cr} + \sigma_2 / \sigma_{cr,2}) / \gamma_c \leq 1, \quad (168)$$

где значения N_{cr} и $\sigma_{cr,2}$ следует вычислять по формулам (164) и (167).

11.2.9 Расчет на устойчивость полной сферической оболочки (или ее сегмента) при $r/t \leq 750$ и действии внешнего равномерного давления p , нормального к ее поверхности, следует выполнять по формуле

$$\sigma / (\sigma_{cr} \gamma_c) \leq 1, \quad (169)$$

где $\sigma = pr/(2t)$ – расчетное напряжение;

$\sigma_{Cr} = 0,1Et/r$ – критическое напряжение, принимаемое равным не более R_y ,
здесь r – радиус срединной поверхности сферы.

12 Расчет элементов стальных конструкций на усталость

12.1 Общие положения расчета

12.1.1 При проектировании стальных конструкций и их элементов (балки крановых путей, балки рабочих площадок, элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, конструкции под двигатели и др.), непосредственно воспринимающих многократно действующие подвижные, вибрационные или другого вида нагрузки с количеством циклов нагружений 10 и более, приводящие к явлению усталости, следует применять такие конструктивные решения, которые не вызывают значительной концентрации напряжений, и проверять расчетом на усталость.

Количество циклов нагружений следует принимать по технологическим требованиям эксплуатации.

Расчет конструкций на усталость следует производить на действие нагрузок, устанавливаемых согласно СНиП 2.01.07.

Расчет на усталость также следует выполнять для конструкций высоких сооружений (типа мачт, башен и т.п.), которые подвергаются воздействиям резонансного вихревого возбуждения согласно СНиП 2.01.07.

12.1.2 Расчет на усталость следует производить по формуле

$$\frac{\sigma_{max}}{\alpha R_v \gamma_c} \leq 1, \quad (170)^*$$

где σ_{max} – наибольшее по абсолютному значению напряжение в рассчитываемом сечении элемента, вычисленное по сечению нетто без учета коэффициента динамичности и коэффициентов $\varphi, \varphi_b, \varphi_e$;

R_v – расчетное сопротивление усталости, принимаемое по таблице 35 в зависимости от временного сопротивления стали R_{un} и групп элементов и соединений конструкций, приведенных в таблице К.1 (приложение К);

α – коэффициент, учитывающий число циклов нагружений n ,

при $n \geq 3,9 \cdot 10^6$, принимаемый равным $\alpha = 0,77$;

при $n < 3,9 \cdot 10^6$, вычисляемый по формулам:

для групп элементов 1 и 2

$$\alpha = 0,064(n/10^6)^2 - 0,5(n/10^6) + 1,75; \quad (171)$$

для групп элементов 3-8

$$\alpha = 0,07(n/10^6)^2 - 0,64(n/10^6) + 2,2; \quad (172)$$

γ_v – коэффициент, определяемый по таблице 36 в зависимости от напряженного состояния и коэффициента асимметрии напряжений $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ (здесь σ_{min} – наименьшее по абсолютному значению напряжение в рассчитываемом сечении элемента, вычисляемое также и при том же нагружении, как и σ_{max}). При разнозначных напряжениях σ_{max} и σ_{min} значение коэффициента ρ следует принимать со знаком «минус».

При расчете по формуле (170) должно быть выполнено условие $\alpha R_v \gamma_v \leq R_u / \gamma_u$.

Т а б л и ц а 35

Группа элементов	Значение R_v при нормативном значении временного сопротивления стали R_{un} , Н/мм ²				
	до 420	св. 420 до 440	св. 440 до 520	св. 520 до 580	св. 580 до 675
1	120	128	132	136	145
2	100	106	108	110	116
3	Для всех марок стали			90	
4				75	
	То же				
5	«			60	
6	«			45	
7	«			36	
8	«			27	

12.1.3 Стальные конструкции и их элементы, непосредственно воспринимающие нагрузки с количеством циклов нагружений менее 10^5 , следует проектировать с применением таких конструктивных решений, которые не вызывают значительной концентрации напряжений. В других случаях стальные конструкции и их элементы следует проверять расчетом на малоцикловую усталость по правилам проектирования.

Напряженное состояние (для σ_{max})	Коэффициент асимметрии Напряжений ρ	Формулы для вычисления Коэффициента γ_V
Растяжение	$-1 \leq \rho \leq 0$	$\frac{2,5}{1,5 - \rho}$
	$0 < \rho \leq 0,8$	$\frac{2,0}{1,2 - \rho}$
	$0,8 < \rho < 1$	$\frac{1,0}{1 - \rho}$
Сжатие	$-1 \leq \rho < 1$	$\frac{2,0}{1 - \rho}$

12.2 Расчет балок крановых путей

Расчет на усталость балок крановых путей следует выполнять согласно требованиям 12.1.1 и 12.1.2 на действие крановых нагрузок, определяемых согласно СНИП 2.01.07. При этом следует принимать $\alpha=0,77$ при кранах групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К и $\alpha=1,1$ – в остальных случаях. Расчет на усталость верхней зоны стенок составных балок крановых путей под действием крановых нагрузок, определяемых согласно СНИП 2.01.07, следует выполнять по формуле

$$(0,5\sqrt{\sigma_x^2 + 0,36\tau_{xy}^2} + 0,4\sigma_{loc,y} + 0,5\sigma_{fy}) / R_V \leq 1, \quad (173)$$

где R_V – расчетное сопротивление усталости, принимаемое для всех марок сталей, равным для балок со сварными и фрикционными поясными соединениями соответственно:

для сжатой верхней зоны стенки (сечения в пролете балки)

$$R_V = 75 \text{ Н/мм}^2 \text{ и } 96 \text{ Н/мм}^2;$$

для растянутой верхней зоны стенки (опорные сечения неразрезных балок)

$$R_V = 65 \text{ Н/мм}^2 \text{ и } 89 \text{ Н/мм}^2.$$

Значения напряжений в формуле (173) следует определять по формулам (67).

13 Проектирование стальных конструкций с учетом предотвращения хрупкого разрушения

13.1 При проектировании стальных конструкций следует исключать возможность хрупкого разрушения, возникающую вследствие неблагоприятного влияния сочетания следующих факторов:

пониженной температуры, при которой сталь в зависимости от ее химического состава, структуры и толщины проката переходит в хрупкое состояние;

действия подвижных, динамических и вибрационных нагрузок;

высоких местных напряжений, вызванных воздействием сосредоточенных нагрузок или деформаций деталей соединения, а также сварочных и остаточных напряжений;

концентраторов напряжений, ориентированных поперек направления действия растягивающих напряжений.

13.2 Для предотвращения хрупкого разрушения конструкций следует:

выбирать сталь согласно требованиям 5.2 и таблице В.1 (приложение В);

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

принимать меры по снижению неблагоприятного влияния концентрации напряжений и наклепа, вызванных конструктивным решением или возникающих при различных технологических операциях (правка, гибка, гильотинная резка, продавливание отверстий и т.п.);

избегать пересечений сварных швов;

применять выводные планки и неразрушающие методы контроля качества швов – для сварных соединений;

учитывать, что конструкции со сплошной стенкой имеют меньше концентраторов напряжений, чем решетчатые;

не доводить фланговые швы до оси стыка не менее чем на 25 мм с каждой стороны – в стыках элементов, перекрываемых накладками;

при гильотинной резке кромок и продавливании отверстий применять наименьшие толщины элементов сечения;

крепить фасонки связей, вспомогательных и других второстепенных элементов к растянутым элементам конструкций на болтах.

13.3 При применении в сварных соединениях проката толщиной $s \geq 25$ мм из сталей выше С355 в тавровых и угловых соединениях, а также у сварных швов с полным проплавлением, один из элементов в которых испытывает растягивающие напряжения по толщине листа, и остального проката толщиной более 40 мм

возникает риск появления слоистого разрушения (дефекта в прокате, образующегося под действием сварки, в виде слоистых трещин, параллельных плоскости проката). Такой дефект обнаруживается при ультразвуковом контроле качества швов.

Возникновение слоистого разрушения существенно зависит от формы соединений и расположения сварных швов, от размера шва, толщины свариваемых элементов, степени жесткости соединения и технологии сварки, а также от категории сплошности проката по ГОСТ 27772, ГОСТ Р 54864, ГОСТ Р 57837, ГОСТ Р 58064.

13.4 Склонность проката к слоистым разрушениям следует определять при испытаниях на растяжение по значению относительного сужения ψ_z на образцах, ось которых нормальна поверхности проката.

13.5 Возможность слоистого разрушения исключается соблюдением условия

$$\psi_{zp} \leq \psi_{ZH},$$

где ψ_{zp} – суммарный фактор риска, %;

ψ_{ZH} – нормируемое, %, значение фактора риска для проката в соответствии с действующим стандартом;

$\psi_{ZH}=15$, $\psi_{ZH}=25$, $\psi_{ZH}=35$ соответственно для групп качества проката Z15, Z25, Z35. При этом прокат по 13.3 должен удовлетворять: для конструкций группы 1 по приложению В (для сооружений класса КС-3 по ГОСТ 27751), а также для фланцевых соединений по 15.9.10 и в случае, когда усилие нормально к поверхности листа, – требованиям группы качества Z35; для других конструкций групп 1, 2, 3 по приложению В (для сооружений класса КС-2 по ГОСТ 27751) – требованиям группы качества Z25; для конструкций группы 4 по приложению В (для сооружений класса КС-1 по ГОСТ 27751) – требованиям группы качества Z15.

Расчетное значение ψ_{zp} следует определять по формуле

$$\psi_{zp} = \psi_{z\phi} + \psi_{zT} + \psi_{zIII} + \psi_{zж} + \psi_{zC}, \quad (174)$$

где $\psi_{z\phi}$ – форма соединения и расположение сварных швов;

ψ_{zT} – толщина свариваемого проката;

ψ_{zIII} – катет шва;

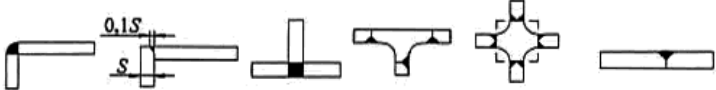
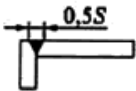
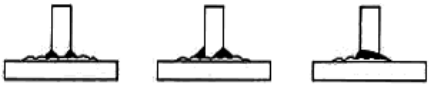
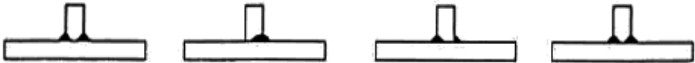
ψ_{zC} – степень жесткости соединения;

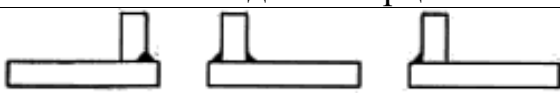
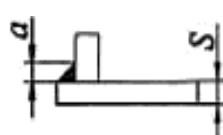
- влияние технологии сварки (суммарный фактор от числа проходов, последовательности наложения швов и подогрева).

Значения $\psi_{z\phi}$, ψ_{zT} , $\psi_{zШ}$, $\psi_{zЖ}$, ψ_{zC} представлены в таблице 37.

Расчетное значение может быть уменьшено на 50% в случае работы материала на статическое сжатие по толщине и увеличено на 10% – в случае действия по толщине динамических или вибрационных нагрузок.

Т а б л и ц а 37

Форма соединения и расположение сварного шва, $\psi_{z\phi}$	
Характеристики сварных соединений	Фактор риска, %
Соединение без напряжений в направлении Z	$\psi_{z\phi} = -25$
	
Угловое соединение с симметрично расположенным швом	$\psi_{z\phi} = -10$
	
Соединение с промежуточным наплавленным слоем	$\psi_{z\phi} = -5$
	
Обычное тавровое соединение с угловыми швами	$\psi_{z\phi} = 0$
	
Тавровое соединение с угловыми швами с полным или частичным проваром	$\psi_{z\phi} = +3$
	

Форма соединения и расположение сварного шва, $\psi_{z\phi}$		
Характеристики сварных соединений		Фактор риска, %
Соединение с угловыми швами, расположенными вблизи свободного торца листа		$\psi_{z\phi} = +5$
		
Угловые соединения с полным проваром		$\psi_{z\phi} = +8$
		
Толщина листа, S , мм, работающего в Z направлении, ψ_{zT}		$\psi_{zT} = 0,2S$
Величина катета углового шва, a , мм, ψ_{zIII}		$\psi_{zIII} 0,3a$
		
Степень жесткости соединения, $\psi_{zж}$		
Низкая - возможна свободная усадка		$\psi_{zж} = 0$
Средняя - частично возможны усадка шва и деформация конструкции		$\psi_{zж} = +3$
Высокая - жесткое закрепление без усадки шва		$\psi_{zж} = +5$
Технология сварки, $\psi_{zс}$		
Число проходов	Один	$\psi_{zс} = 0$
	Несколько	$\psi_{zс} = -2$
Последовательность наложения швов	Попеременно с одной и с другой стороны соединения	$\psi_{zс} = -2$
	Вначале с одной, затем с другой стороны соединения	$\psi_{zс} = 0$
Подогрев	Без подогрева	$\psi_{zс} = 0$
	С подогревом	$\psi_{zс} = -8$

14 Проектирование соединений стальных конструкций

14.1 Сварные соединения

14.1.1 При проектировании стальных конструкций со сварными соединениями следует:

назначать размеры сварных швов с учетом требований 14.1.2, 14.1.4-14.1.6, а также применять минимально необходимое число расчетных и конструктивных сварных швов;

обеспечивать свободный доступ к местам выполнения сварных соединений с учетом выбранного вида и технологии сварки.

14.1.2 Основные типы, конструктивные элементы и размеры сварных соединений следует принимать по действующим НД.

14.1.3 При выборе электродов, сварочной проволоки и флюсов следует учитывать группы конструкций и расчетные температуры, указанные в приложениях В и Г.

14.1.4 При проектировании сварных соединений следует исключать возможность хрупкого разрушения конструкций согласно требованиям раздела 13.

14.1.5 При проектировании тавровых и угловых сварных соединений элементов стальных конструкций с растягивающими напряжениями в направлении толщины проката для исключения возможности слоистого разрушения металла под сварным швом следует:

применять стали для конструкций группы 1 согласно приложению В с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката в соответствии с 13.5;

применять сварочные материалы с пониженной прочностью и повышенной пластичностью; технологические приемы сварки, направленные на снижение остаточных сварочных напряжений;

отказаться от применения одностороннего углового шва и перейти к двустороннему;

заменять угловые соединения тавровыми и обеспечивать в них отношение ширины свеса к толщине элементов не менее 1;

применять разделки кромок, обеспечивающие снижение объема наплавленного металла.

14.1.6 Сварные стыковые соединения листовых деталей следует проектировать прямыми с полным проваром и с применением выводных планок.

В монтажных условиях применяется односторонняя сварка с подваркой корня и сварка на остающейся стальной подкладке.

14.1.7 Размеры сварных угловых швов и конструкция соединения должны удовлетворять следующим требованиям:

а) катет углового шва k_f не должен превышать $1,2t$, где t – наименьшая из толщин свариваемых элементов;

катет шва, наложенного на закругленную кромку фасонного проката толщиной t , не должен превышать $0,9t$;

б) катет углового шва должен удовлетворять требованиям расчета и быть не меньше указанного в таблице 38 при обеспечении глубины провара в тавровом двустороннем, а также в нахлесточном и угловом соединениях, при обеспечении мероприятий, гарантирующих отсутствие дефектов, в том числе технологических трещин, катет шва (от 5 мм и более) принимается меньше указанного в таблице 38, но не менее 4 мм;

Т а б л и ц а 38

Тип соединения	Вид сварки	Минимальный катет шва k_f , мм, при толщине более толстого из свариваемых элементов T^* , мм					
		4-5	6-10	11-16	17-22	23-32	33-40
Тавровое с двусторонними угловыми швами; нахлесточное и угловое	Ручная дуговая, автоматическая и механизированная	3	4	6	10	12	16
Угловое и тавровое с односторонними угловыми швами		3	5	8	12	16	22

* При условии $t \geq 0,6T$, где t – толщина более тонкого из свариваемых элементов.

П р и м е ч а н и я

1 В конструкциях из стали с пределом текучести свыше 590 Н/мм^2 минимальный катет швов следует принимать по технологическим регламентам на изготовление.

2 Для всех сталей при толщине элементов более 40 мм минимальный катет сварного шва k_f следует принимать по расчету.

3 При толщине более тонкого из свариваемых элементов $t \leq 0,6T$, минимальный катет сварного шва k_f следует принимать по расчету, но не более $1,2t$.

в) расчетная длина углового шва должна быть не менее $4k_f$ и не менее 40 мм;

г) расчетная длина флангового шва должна быть не более $85\beta_f k_f$, за исключением швов, в которых усилие действует на всем протяжении шва (здесь β_f – коэффициент, принимаемый по таблице 39);

д) размер нахлестки должен быть не менее пяти толщин наиболее тонкого из свариваемых элементов;

е) соотношение размеров катетов угловых швов следует принимать 1:1; при разных толщинах свариваемых элементов принимают швы с неравными катетами; при этом катеты, примыкающие к более тонкому или более толстому элементу, должны удовлетворять требованиям 14.1.7 а) или б) соответственно;

ж) угловые швы следует выполнять с плавным переходом к основному металлу; в конструкциях, возводимых в районах с расчетными температурами ниже минус 45°C , а также в случаях, когда плавный переход обеспечивает повышение расчетного сопротивления усталости сварных соединений.

Т а б л и ц а 39

Вид сварки при диаметре сварочной проволоки сплошного сечения d , мм	Положение шва	Коэффици- циент	Значение коэффициентов β_f и β_z при нормальных режимах сварки и катетах швов, мм			
			3-8	9-12	14-16	св.16
Автоматическая при $d=3-5$	В лодочку	β_f	1,1			0,7
		β_z	1,15			1,0
	Нижнее	β_f	1,1	0,9		0,7
		β_z	1,15	1,05		1,0
Автоматическая и механизированная при $d=1,4-2$	В лодочку	β_f	0,9		0,8	0,7
		β_z	1,05		1,0	
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное	β_f	0,9	0,8	0,7	
		β_z	1,05	1,0		
Ручная и механизированная при $d<1,4$ или порошковой про- волокой	В лодочку	β_f	0,7			
	Нижнее, горизонтальное, вертикальное, потолочное	β_z	1,0			

14.1.8 Для угловых швов, размеры которых установлены в соответствии с расчетом, следует применять сварочные материалы, удовлетворяющие условиям:

$R_{wf} > R_{wz}$ – при механизированной сварке;

$1,1R_{wz} \leq R_{wf} \leq R_{wz}\beta_z / \beta_f$ – при ручной сварке;

$R_{wz} < R_{wf} < R_{wz}\beta_z / \beta_f$ – при автоматизированной сварке.

(β_f и β_z – коэффициенты, зависящие от технологии сварки и катета шва и определяемые по таблице 39).

14.1.9 Односторонние угловые швы в тавровых соединениях элементов следует применять в конструкциях нормального и пониженного уровня ответственности по классификации ГОСТ 27751, эксплуатируемых в неагрессивной или слабоагрессивной среде (классификация по СНиП 2.03.11) в отапливаемых помещениях:

для прикрепления промежуточных ребер жесткости и диафрагм;

для поясных швов сварных двутавров – в конструкциях групп 2 и 3 (кроме балок с условной гибкостью стенки $\bar{\lambda}_w > \sqrt{6R_y} / \sigma_f^*$) при толщине стенки t_w в колоннах и стойках до 12 мм и в балках до 10 мм, при этом следует выполнять требования 15.3.3 и 15.5.5;

для всех конструктивных элементов - в конструкциях группы 4.

Односторонние угловые швы не следует применять в конструкциях зданий и сооружений:

класса КС-3 (ГОСТ 27751);

возводимых в районах с сейсмичностью 8 баллов и выше;

в районах с расчетной температурой ниже минус 45°C;

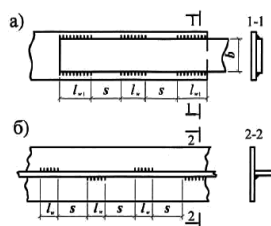
в конструкциях групп 1, 2, 3 в зданиях с кранами режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К по классификации СНиП 2.01.07;

в балках и ригелях рамных конструкций, рассчитываемых согласно требованиям 8.2.3, 8.2.6 и 8.2.7.

14.1.10 Прерывистые угловые сварные швы при статической нагрузке и избыточной несущей способности непрерывного шва минимального размера следует применять: для соединений в конструкциях группы 4; в реконструируемых конструкциях группы 3 во всех районах (кроме имеющих расчетную температуру ниже минус 45°C); эксплуатируемых в неагрессивных или слабоагрессивных средах.

Размеры сварного шва должны соответствовать требованиям 14.1.7.

Расстояние s между участками сварных швов (рисунок 19) не должно превышать одного из значений: 200 мм, $12t_{min}$ в сжатом элементе (t_{min} - толщина самого тонкого из соединяемых элементов), $16 t_{min}$ в растянутом элементе. В конструкциях группы 4 расстояние s увеличивают на 50%.



а – в нахлесточном соединении; б – в тавровом соединении

Рисунок 19 – Схема прерывистых угловых сварных швов

При наложении прерывистого шва следует предусматривать шов по концам соединяемых частей элементов; длина l_{w1} этого шва в элементах составного сечения из пластин должна быть не менее $0,75b$, где b – ширина более узкой из соединяемых пластин.

14.1.11 Угловые сварные швы, расположенные по периметру отверстий или прорезей, следует применять в нахлесточных соединениях в случаях, предусмотренных 14.1.10, для передачи усилий в плоскости нахлестки, предотвращения потери устойчивости элементов нахлестки или конструктивных соединений элементов.

14.1.12 Пробочные швы, заполняющие наплавленным металлом всю площадь круглых или щелевых отверстий, следует применять в нахлесточных соединениях в случаях, предусмотренных 14.1.10, только для предотвращения потери устойчивости элементов нахлестки или для конструктивных соединений элементов.

Толщина пробочного шва должна быть: не менее толщины t просверленного или прорезанного элемента, но не более 16 мм; не менее $0,1$ длины прорези или значений $0,45d$ или $0,45b$ (где d и b – диаметр отверстия и ширина прорези, равные $d \geq t + 8$ мм и $b \geq t + 8$ мм).

Расстояние между центрами отверстий или продольными осями прорезей должно быть не менее $4d$ или $4b$.

14.1.13 Комбинированные соединения, в которых часть сдвигающего усилия воспринимается фрикционным соединением, а часть – сварными швами, применяют при условии, что сварка выполнена после затяжки болтов на расчетное усилие и с последующей их дотяжкой при необходимости.

Распределение усилия между фрикционными и сварными соединениями следует принимать пропорционально их несущим способностям. Применение в комбинированных соединениях болтов без контролируемого натяжения, а также использование срезных соединений, не допускается.

14.1.14 Расчет сварных стыковых соединений при действии осевой силы N , проходящей через центр тяжести соединения, следует выполнять по формуле

$$N / (t l_w R_{wy} \gamma_c) \leq 1, \quad (175)$$

где t – наименьшая из толщин соединяемых элементов;

l_w – расчетная длина сварного шва, равная полной его длине, уменьшенной на $2t$, или полной его длине, если концы шва выведены за пределы стыка.

При расчете сварных стыковых соединений элементов из стали с отношением $R_u / \gamma_u > R_y$, эксплуатация которых возможна и после достижения металлом предела текучести, а также из стали с пределом текучести $R_{yn} > 440$ Н/мм² в формуле (175) вместо R_{wy} следует принимать R_{wy} / γ_u .

14.1.15 Сварные стыковые соединения, выполненные в отсутствие сплошного контроля качества неразрушающими методами, 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

$$\sigma_x = \sigma_{wx}, \sigma_y = \sigma_{wy}, \tau_{xy} = \tau_{wxy}, R_y = R_{wy}.$$

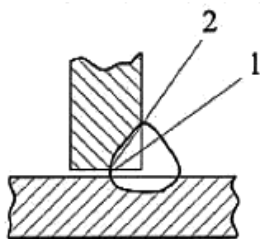
14.1.16 Расчет сварного соединения с угловыми швами, при действии силы N , проходящей через центр тяжести соединения, следует выполнять на срез (условный) по одному из двух сечений (рисунок 20) по формулам:

$$\text{при } \frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} \leq 1 \text{ по металлу шва } \frac{N}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1; \quad (176)$$

$$\text{при } \frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} > 1 \text{ по металлу границы сплавления } \frac{N}{\beta_z k_f l_w R_{wz} \gamma_c} \leq 1, \quad (177)$$

где l_w – расчетная длина швов в сварном соединении, равная суммарной длине всех его участков за вычетом по 1 см на каждом непрерывном участке шва;

β_f, β_z – коэффициенты, принимаемые по таблице 39.



1 – по металлу шва; 2 – по металлу границы сплавления

Рисунок 20 – Схема расчетных сечений сварного соединения с угловым швом

14.1.17 Расчет сварных соединений с угловыми швами при действии момента M в плоскости, перпендикулярной к плоскости расположения швов, следует выполнять на срез (условный) по одному из двух сечений (см. рисунок 20) по формулам:

по металлу шва

$$M / (W_f R_{wf} \gamma_c) \leq 1; \quad (178)$$

по металлу границы сплавления

$$M / (W_z R_{wz} \gamma_c) \leq 1, \quad (179)$$

где W_f и W_z – моменты сопротивления расчетных сечений сварного соединения по металлу шва и по металлу границы сплавления соответственно.

14.1.18 Расчет сварного соединения с угловыми швами при действии момента M в плоскости расположения этих швов следует выполнять на срез (условный) по одному из двух сечений (см. рисунок 20) по формулам:

по металлу шва

$$\frac{M \sqrt{x^2 + y^2}}{(L_{fx} + L_{fy}) R_{wf} \gamma_c} \leq 1; \quad (180)$$

по металлу границы сплавления

$$\frac{M \sqrt{x^2 + y^2}}{(L_{zx} + L_{zy}) R_{wz} \gamma_c} \leq 1, \quad (181)$$

где x и y – координаты точки сварного соединения, наиболее удаленной от центра тяжести O расчетного сечения этого соединения (рисунок 21);

L_{fx} , L_{fy} – моменты инерции расчетного сечения сварного соединения по металлу шва относительно его главных осей x - x и y - y , соответственно;

L_{zx} , L_{zy} – то же, по металлу границы сплавления.

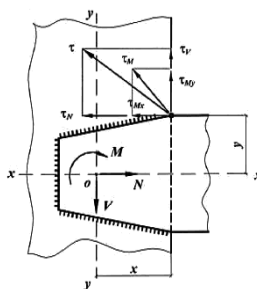


Рисунок 21 – Расчетная схема сварного соединения

14.1.19 При расчете сварного соединения с угловыми швами на одновременное действие продольной N и поперечной V сил и момента M (см. рисунок 21) должны быть выполнены условия

$$\tau_f / (R_{wf} \gamma_c) \leq 1 \text{ и } \tau_z / (R_{wz} \gamma_c) \leq 1, \quad (182)$$

где τ_f и τ_z – напряжения в точке расчетного сечения сварного соединения по металлу шва и по металлу границы сплавления соответственно, определяемые по формуле

$$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + (\tau_V + \tau_{My})^2}. \quad (183)$$

14.1.20 При выполнении нахлесточных соединений элементов толщиной до 4 мм точечным швом дуговой сварки сквозного проплавления, несущую способность одной точки следует принимать равной меньшему из двух предельных значений:

при срезе

$$N_s = 0,28d^2 R_{wun}; \quad (184)$$

при вырыве

$$N_t = \beta dt R_{un}, \quad (185)$$

где d – диаметр точечного шва в плоскости соединяемых элементов, принимаемый по действующим НД;

$\beta = 1,1$ при сварке элементов равной толщины;

$\beta = 1,9$ при сварке элементов с разными толщинами, отличающимися в 2 и более раза; при меньшем отличии в толщинах значение β следует принимать по интерполяции;

t – меньшая из толщин свариваемых элементов.

14.2 Болтовые соединения

14.2.1 Для болтовых соединений элементов стальных конструкций следует применять болты согласно таблицам Г.3-Г.7, Г.9 (приложение Г).

14.2.2 Болты следует размещать согласно требованиям таблицы 40, при этом в стыках и в узлах – на минимальных расстояниях, а соединительные конструктивные болты - на максимальных расстояниях.

При прикреплении уголка одной полкой болтами, размещаемыми в шахматном порядке, отверстие, наиболее удаленное от его конца, следует размещать на риске, ближайшей к обушке.

14.2.3 Болты класса точности А следует применять для соединений, в которых отверстия просверлены на проектный диаметр в собранных элементах, или по кондукторам в отдельных элементах и деталях, или просверлены или продавлены на меньший диаметр в отдельных деталях с последующей рассверловкой до проектного диаметра в собранных элементах.

Болты класса точности В в многоболтовых соединениях следует применять для конструкций из стали с пределом текучести до 375 Н/мм².

В соединениях, где болты работают преимущественно на растяжение, следует применять болты класса точности В или высокопрочные.

14.2.4 Болты, имеющие по длине ненарезанной части участки с различными диаметрами, не следует применять в соединениях, в которых эти болты работают на срез.

14.2.5 Резьба болта, воспринимающего сдвигающее усилие, в элементах структурных конструкций, опор линий электропередачи и открытых распределительных устройств, а также в соединениях при толщине наружного элемента до 8 мм, должна находиться вне пакета соединяемых элементов; в остальных случаях резьба болта не должна входить вглубь отверстия более чем на половину толщины крайнего элемента со стороны гайки или свыше 5 мм.

14.2.6 Устанавливать шайбы на болты следует по СНиП КР 52-01.

В расчетных соединениях с болтами классов точности А и В (за исключением крепления вспомогательных конструкций) следует предусматривать меры против самоотвинчивания гаек. Решения по постановке пружинных шайб, вторых гаек или других способов закрепления гаек от самоотвинчивания должны быть указаны в рабочих чертежах стадии КМ.

14.2.7 На скошенных поверхностях соединяемых деталей и элементов (внутренние грани полок двутавров и швеллеров) под головки болтов или гайки следует устанавливать косые шайбы.

14.2.8 Диаметр отверстия для болтов в элементах из проката должен соответствовать примечанию 1 таблицы 40.

Т а б л и ц а 40

Характеристика расстояния и предела текучести соединяемых элементов	Расстояние при размещении болтов
а) минимальное: при $R_{yn} \leq 375 \text{ Н/мм}^2$ при $R_{yn} > 375 \text{ Н/мм}^2$ б) максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии в) максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков: при растяжении при сжатии 2 Расстояние от центра отверстия для болта до края элемента а) минимальное вдоль усилия: при $R_{yn} \leq 375 \text{ Н/мм}^2$ при $R_{yn} > 375 \text{ Н/мм}^2$ б) то же, поперек усилия: при обрезных кромках при прокатных кромках в) максимальное г) минимальное во фрикционном соединении при любой кромке и любом направлении усилия	2,5d 3d 8d или 12t 16d или 24t 12d или 18t 2d 2,5d 1,5d 1,2d 4d или 8t 1,3d

Окончание таблицы 40

Характеристика расстояния и предела текучести соединяемых элементов	Расстояние при размещении болтов
3 Расстояние минимальное между центрами отверстий вдоль усилия для болтов, размещаемых в шахматном порядке	$u + 1,5d$
<i>Обозначения, принятые в таблице 40:</i> d – диаметр отверстия для болта; t – толщина наиболее тонкого наружного элемента; u – расстояние поперек усилия между рядами отверстий. П р и м е ч а н и я 1 Диаметр отверстий следует принимать: для болтов класса точности А – $d=d_b$; для болтов класса точности В в конструкциях опор ВЛ, ОРУ и КС – $d=d_b+1$ мм, в остальных случаях – $d=d_b+(1; 2 \text{ или } 3 \text{ мм})$, где d_b – диаметр болта. 2 В одноболтовых соединениях элементов решетки (раскосов и распорок), кроме постоянно работающих на растяжение, при толщине элементов до 6 мм из стали с пределом текучести до 375 Н/мм² расстояние от края элемента до центра отверстия вдоль усилия принимают $1,35d$ (без допуска при изготовлении элементов в сторону уменьшения, о чем должно быть указано в проекте). 3 При размещении болтов в шахматном порядке на расстоянии, не менее указанного в позиции 3, сечение элемента A_n следует определять с учетом ослабления его отверстиями, расположенными в одном сечении поперек усилия (не по зигзагу).	

14.2.9 Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом, в зависимости от вида напряженного состояния следует определять по формулам:

при срезе

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c; \quad (186)$$

при смятии

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \Sigma t \gamma_b \gamma_c; \quad (187)$$

при растяжении

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c, \quad (188)$$

где R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} – расчетные сопротивления одноболтовых соединений;

A_b и A_{bn} – площади сечений стержня болта брутто и резьбовой части нетто соответственно, принимаемые согласно таблице Г.9;

n_s – число расчетных срезов одного болта;

d_b – наружный диаметр стержня болта;

$\sum t$ – наименьшая суммарная толщина соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении;

γ_c – коэффициент условий работы, определяемый по таблице 1;

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения, определяемый по таблице 41 и принимаемый не более 1,0.

Т а б л и ц а 41

Характеристика		Предел текучести R_{yn} стали соединяемых элементов, Н/мм ²	Значения $a/d, s/d$	Значение Коэффициента γ_b
болтового соединения	напряженного состояния			
Одноболтовое, болт классов точности А, В или высокопрочный	Срез	-	-	1,0
	Смятие	До 285	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4 a/d + 0,2$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$a/d - 0,7$
		Св. 285 до 375	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5 a/d$
			$1,35 \leq a/d < 1,5$	$0,67 a/d - 0,25$
Многоболтовое, болты класса точности А	Срез	-	-	1,0
	Смятие	До 285	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,4 a/d + 0,2$
			$2 \leq s/d \leq 2,5$	$0,4 s/d$
		Св. 285 до 375	$1,5 \leq a/d \leq 2$	$0,5 a/d$
			$2 \leq s/d \leq 2,5$	$0,5 s/d - 0,25$
		Св. 375	$a/d \geq 2,5$	1,0
			$s/d \geq 3$	

Обозначения, принятые в таблице 41:

a – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия;

s – расстояние вдоль усилия между центрами отверстий;

d – диаметр отверстия для болта.

П р и м е ч а н и я

1 Для расчета многоболтового соединения на срез и смятие при болтах классов точности В, а также при высокопрочных болтах без регулируемого натяжения при всех значениях предела текучести R_{yn} стали соединяемых элементов значения коэффициента γ_b следует умножать на 0,9.

2 Для расчета многоболтового соединения на смятие следует принимать значение γ_b , меньшее из вычисленных при принятых значениях d, a, s .

14.2.10 При действии на болтовое соединение силы N , проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между болтами следует принимать равномерным. В этом случае число болтов в соединении следует определять по формуле

$$n \geq N / N_{b,min}, \quad (189)$$

где $N_{b,min}$ – наименьшее из значений N_{bs} , N_{bp} и N_{bt} , вычисленное согласно требованиям 14.2.9.

В случаях, когда в стыке расстояние l между крайними болтами вдоль сдвигающего усилия превышает $16d$, значение n в формуле (189) следует увеличивать путем деления на коэффициент $\beta = 1 - 0,005(l/d - 16)$, принимаемый равным не менее 0,75. Это требование не учитывается при действии усилия по всей длине соединения (например, в пояском соединении балки).

14.2.11 При действии на болтовое соединение момента, вызывающего сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий на болты следует принимать пропорционально расстояниям от центра тяжести соединения до рассматриваемого болта.

Усилие в наиболее нагруженном болте $N_{b,max}$ не должно превышать меньшего из значений N_{bs} или N_{bp} , вычисленных согласно требованиям 14.2.9.

14.2.12 При одновременном действии на болтовое соединение силы и момента, действующих в одной плоскости и вызывающих сдвиг соединяемых элементов, болты следует проверять на равнодействующее усилие. В наиболее нагруженном болте, оно не должно превышать меньшего из значений N_{bs} или N_{bp} , вычисленных согласно требованиям 14.2.9.

14.2.13 При одновременном действии на болтовое соединение усилий, вызывающих срез и растяжение болтов, наиболее напряженный болт, наряду с проверкой по формуле (188), следует проверять по формуле

$$\sqrt{(N_s / N_{bs})^2 + (N_t / N_{bt})^2} \leq 1, \quad (190)$$

где N_s и N_t – усилия, действующие на болт, срезающее и растягивающее соответственно;

N_{bs} , N_{bt} – расчетные усилия, определяемые согласно требованиям 14.2.9.

14.2.14 В креплениях одного элемента к другому через прокладки или иные промежуточные элементы, а также в элементах с односторонней накладкой число болтов по сравнению с расчетом следует увеличивать на 10%.

При креплениях выступающих полок уголков или швеллеров с помощью коротышей число болтов, прикрепляющих коротыш к этой полке, по сравнению с результатом расчета следует увеличивать на 50%.

14.2.15 Фундаментные (анкерные) болты следует проверять согласно требованиям СНиП 2.09.03.

14.3 Фрикционные соединения (на болтах с контролируемым натяжением)

14.3.1 Фрикционные соединения, в которых усилия передаются через трение, возникающее по соприкасающимся поверхностям соединяемых элементов вследствие натяжения болтов с контролируемым натяжением, следует применять:

в конструкциях из стали с пределом текучести выше 375 Н/мм² и непосредственно воспринимающих подвижные, вибрационные и другие динамические нагрузки;

в многоболтовых соединениях, к которым предъявляются повышенные требования в отношении ограничения деформативности.

14.3.2 Во фрикционных соединениях следует применять болты, гайки и шайбы согласно требованиям 5.7.

Болты следует размещать согласно требованиям таблицы 40.

14.3.3 Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой плоскостью трения элементов, стянутых одним высокопрочным болтом, следует определять по формуле

$$Q_{bh} = R_{bt} A_{bn} \mu / \gamma_h, \quad (191)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта, определяемое согласно требованиям 6.5;

A_{bn} – площадь сечения болта по резьбе, принимаемая согласно таблице Г.9 (приложение Г);

μ – коэффициент трения, принимаемый по таблице 42;

γ_h – коэффициент, принимаемый по таблице 42.

Т а б л и ц а 42

Способ обработки (очистки) соединяемых поверхностей	Коэффициент трения μ	Коэффициент γ_h при контроле натяжения болтов по моменту закручивания при разности номинальных диаметров отверстий и болтов, мм, при нагрузке	
		динамической $\delta = 3 - 6$;	динамической $\delta = 1$;
		статической $\delta = 5 - 6$	статической $\delta = 1 - 4$
1 Дробеметный или дробеструйный двух поверхностей без консервации	0,58	1,35	1,12
2 Газопламенный двух поверхностей без консервации	0,42	1,35	1,12
3 Стальными щет- ками двух поверх- ностей без консер- вации	0,35	1,35	1,17
4 Без обработки	0,25	1,70	1,30
П р и м е ч а н и е – При контроле натяжения болтов по углу поворота гайки значения γ_h следует умножать на 0,9.			

14.3.4 При действии на фрикционное соединение силы N , вызывающей сдвиг соединяемых элементов и проходящей через центр тяжести соединения, распределение этой силы между болтами следует принимать равномерным. В этом случае число болтов в соединении следует определять по формуле

$$n \geq N / (Q_{bh} k \gamma_b \gamma_c), \quad (192)$$

где Q_{bh} – расчетное усилие, определяемое по формуле (191);

k – число плоскостей трения соединяемых элементов;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый по таблице 1;

γ_b – коэффициент условий работы фрикционного соединения, зависящий от числа n болтов, необходимых для восприятия расчетного усилия, и принимаемый равным:

0,8	при $n < 5$;
0,9	при $5 \leq n < 10$;
1,0	при $n \geq 10$.

14.3.5 При действии на фрикционное соединение момента или силы и момента, вызывающих сдвиг соединяемых элементов, распределение усилий между болтами следует принимать согласно 14.2.11 и 14.2.12.

14.3.6 При действии на фрикционное соединение помимо силы N , вызывающей сдвиг соединяемых элементов, силы F , вызывающей растяжение в болтах, значение коэффициента γ_b , определяемое согласно требованиям 14.3.4, следует умножать на коэффициент $(1 - N_t/P_b)$, где N_t – растягивающее усилие, приходящееся на один болт, P_b – усилие натяжения болта, принимаемое равным $P_b = R_{bt} A_{bn}$.

14.3.7 Диаметр болта во фрикционном соединении следует принимать при условии $\sum t \leq 4d_b$, где $\sum t$ – суммарная толщина соединяемых элементов, сдвигаемых в одном направлении, d_b – диаметр болта.

Во фрикционных соединениях с большим числом болтов их диаметр следует назначать возможно большим.

14.3.8 В проекте должны быть указаны марки стали и механические свойства болтов, гаек и шайб и обозначения НД, по которым они должны поставляться, способ обработки соединяемых поверхностей, осевое усилие P_b , принимаемое согласно 14.3.6.

14.3.9 При проектировании фрикционных соединений следует обеспечивать возможность свободного доступа для установки болтов, плотного стягивания пакета болтами и закручивания гаек с применением динамометрических ключей, гайковертов и др.

14.3.10 Для высокопрочных болтов с увеличенными размерами головок и гаек и при разности номинальных диаметров отверстия и болта не более 3 мм, а в конструкциях из стали с временным сопротивлением не ниже 440 Н/мм² – не более 4 мм, устанавливается одна шайба под гайку.

14.3.11 Расчет на прочность соединяемых элементов, ослабленных отверстиями во фрикционном соединении, следует выполнять с учетом того, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, передана силами трения. При этом проверку ослабленных сечений следует выполнять: при подвижных, вибрационных и других динамических нагрузках – по площади сечения нетто A_n ;

при статических нагрузках - по площади сечения брутто A (при $A_n \geq 0,85A$) либо по условной площади $A_{ef}=1,18A_n$ (при $A_n < 0,85A$).

14.4 Поясные соединения в составных балках

14.4.1 Сварные и фрикционные поясные соединения составной двутавровой балки следует рассчитывать по формулам таблицы 43.

При отсутствии поперечных ребер жесткости для передачи неподвижных сосредоточенных нагрузок, приложенных к верхнему поясу, а также при приложении неподвижной сосредоточенной нагрузки к нижнему поясу независимо от наличия ребер жесткости в местах приложения нагрузки поясные соединения следует рассчитывать как для подвижной нагрузки.

Сварные швы, выполненные с проваром на всю толщину стенки, следует считать равнопрочными со стенкой.

Т а б л и ц а 43

Характер нагрузки	Поясные соединения	Формулы для расчета поясных соединений в составных балках
Неподвижная	Сварные	$T / (n\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c) \leq 1 \quad (193)$ $T / (n\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c) \leq 1 \quad (194)$
	Фрикционные	$T_s / (Q_{bh} k \gamma_c) \leq 1 \quad (195)$
Подвижная	Сварные (двусторонние швы)	$\frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} \leq 1 \quad (196)$ $\frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} \leq 1 \quad (197)$
	Фрикционные	$\frac{s\sqrt{T^2 + \alpha^2 V^2}}{Q_{bh} k \gamma_c} \leq 1 \quad (198)$
Обозначения, принятые в таблице 43: $T=QS/L$ – сдвигающее пояс усилие на единицу длины, вызываемое поперечной силой Q (здесь S – статический момент брутто пояса балки относительно центральной оси); n – число угловых швов: при двусторонних швах $n=2$, при односторонних $n=1$; Q_{bh}, k – параметры, определяемые по 14.3.3, 14.3.4;		

Окончание таблицы 43

Характер нагрузки	Поясные соединения	Формулы для расчета поясных соединений в составных балках
Обозначения, принятые в таблице 43: $V = \gamma_f \gamma_{f1} F_n / l_{ef}$ – давление от сосредоточенного груза F_n на единицу длины, определяемое с учетом требований 8.2.2 и 8.3.3 (для неподвижных грузов $\gamma_{f1}=1$); γ_f и γ_{f1} – коэффициенты надежности по нагрузке; s – шаг поясных болтов; α – коэффициент, принимаемый равным: $\alpha=0,4$ при нагрузке по верхнему поясу балки, к которому пристрогана стенка, и $\alpha=1,0$ при отсутствии пристрожки стенки или при нагрузке по нижнему поясу.		

14.4.2 В балках с фрикционными поясными соединениями с многолистовыми поясными пакетами прикрепление каждого из листов за местом своего теоретического обрыва следует рассчитывать на половину усилия, которое может быть воспринято сечением листа. Прикрепление каждого листа на участке между действительным местом его обрыва и местом обрыва предыдущего листа следует рассчитывать на полное усилие, которое может быть воспринято сечением листа.

15 Требования по проектированию зданий, сооружений и конструкций

15.1 Расстояния между температурными швами

Расстояния l между температурными швами стальных каркасов одноэтажных зданий и сооружений не должны превышать наибольших значений l_u , приведенных в таблице 44.

При превышении более чем на 5% приведенных в таблице 44 расстояний, а также при увеличении жесткости каркаса стенами или другими конструкциями в расчете следует учитывать климатические температурные воздействия, неупругие деформации конструкций и податливость узлов.

Т а б л и ц а 44

Характеристика			Наибольшее расстояние l_u , м, при расчетной температуре воздуха, °C, (4.2.3)	
здания и сооружения	направления		$t \geq -45$	$t < -45$
Отапливаемое здание	между темпе- ратурными швами	вдоль блока (по длине здания)	230	160
		по ширине блока	150	110
	от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи		90	60
Неотапливаемое здание и горя- чий цех	между темпе- ратурными швами	вдоль блока (по длине здания)	200	140
		по ширине блока	120	90
	от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи		75	50
Открытая эстакада	между температурными швами вдоль блока		130	100
	от температурного шва или торца здания до оси ближайшей вертикальной связи		50	40
П р и м е ч а н и е – При наличии между температурными швами здания или сооружения двух вертикальных связей расстояние между последними в осях не должно превышать: для зданий - 40-50 м и для открытых эстакад 25-30 м, при этом для зданий и сооружений, возводимых при расчетных температурах $t < \text{минус } 45^{\circ}\text{C}$, должны приниматься меньшие из указанных расстояний.				

15.2 Фермы и структурные плиты покрытий

15.2.1 Оси стержней ферм и структур должны быть центрированы во всех узлах. Центрировать стержни следует в сварных фермах по центрам тяжести сечений (с округлением до 5 мм), а в болтовых - по рискам уголков, ближайшим к обушке.

Если смещение осей поясов ферм при изменении сечений не превышает 1,5% высоты пояса меньшего сечения, оно не учитывается.

При наличии эксцентриситетов в узлах элементы ферм и структур следует рассчитывать с учетом соответствующих изгибающих моментов.

При приложении нагрузок вне узлов ферм пояса должны быть рассчитаны на совместное действие продольных усилий и изгибающих моментов.

15.2.2 При расчете плоских ферм соединения элементов в узлах ферм принимаются шарнирными:

при сечениях элементов из уголков или тавров;

при двутавровых, Н-образных и трубчатых сечениях элементов, когда отношение высоты сечения h к длине элемента между узлами не превышает: $1/15$ - для конструкций, эксплуатируемых в районах с расчетными температурами ниже минус 45°C ; $1/10$ - для конструкций, эксплуатируемых в остальных районах.

При превышении указанных отношений h/l следует учитывать дополнительные изгибающие моменты в элементах от жесткости узлов.

15.2.3 Расстояние между краями элементов решетки и пояса в узлах сварных ферм с фасонками следует принимать не менее $a=(6t-20)$ мм, но не более 80 мм (здесь t - толщина фасонки, мм).

Между торцами стыкуемых элементов поясов ферм, перекрываемых накладками, следует оставлять зазор не менее 50 мм.

Фланговые сварные швы, прикрепляющие элементы решетки ферм к фасонкам, следует выводить на торец элемента на длину не менее 20 мм.

15.2.4 В узлах ферм с поясами из тавров, двутавров и одиночных уголков крепления фасонки к полкам поясов встык следует осуществлять с проваром на всю толщину фасонки. В конструкциях группы 1, а также эксплуатируемых в районах при расчетных температурах ниже минус 45°C примыкание узловых фасонки к поясам следует выполнять согласно приложению К (таблица К.1, позиция 7).

15.2.5 При расчете узлов ферм со стержнями трубчатого и двутаврового сечений и прикреплением элементов решетки непосредственно к поясу (без фасонки) в соответствии с правилами проектирования следует проверять несущую способность:

стенки пояса при местном изгибе (продавливании) в местах примыкания элементов решетки – для круглых и прямоугольных труб;

боковой стенки пояса в месте примыкания сжатого элемента решетки – для прямоугольных труб;

полок пояса на отгиб – для двутаврового сечения;

стенки пояса – для двутаврового сечения;

элементов решетки в сечении, примыкающем к поясу;

сварных швов, прикрепляющих элементы решетки к поясу.

Кроме того, следует соблюдать требования по предотвращению слоистого разрушения поясов ферм (13.5).

15.2.6 При пролетах ферм покрытий свыше 36 м следует предусматривать строительный подъем, равный прогибу от постоянной и длительной нормативных нагрузок. При плоских кровлях строительный подъем следует предусматривать независимо от размера пролета, принимая его равным прогибу от суммарной нормативной нагрузки плюс $1/200$ пролета.

15.2.7 Фермы с нисходящим опорным раскосом следует применять в зданиях и сооружениях класса КС-3 (по ГОСТ 27751) с пролетами не более 30 м и высотой до низа конструкций до 18 м. В зданиях с фермами с нисходящим опорным раскосом классов КС-3 и КС-2 (по ГОСТ 27751) крановое оборудование должно быть с режимом работы 1К-6К (по СНиП 2.01.07), а его грузоподъемность не должна превышать 50 т, подвесного оборудования – не более 5 т.

15.3 Колонны

15.3.1 Отправочные элементы сквозных колонн с решетками в двух плоскостях следует укреплять диафрагмами, располагаемыми у концов отправочного элемента.

В сквозных колоннах с соединительной решеткой в одной плоскости диафрагмы следует располагать не реже, чем через 4 м.

15.3.2 В колоннах и стойках с односторонними поясными швами согласно 14.1.9 в узлах крепления связей, балок, распорок и других элементов в зоне передачи усилия следует применять двусторонние поясные швы, выходящие за контуры прикрепляемого элемента (узла) на длину $30 k_f$ с каждой стороны.

15.3.3 Угловые швы, прикрепляющие фасонки соединительной решетки к колоннам внахлестку, следует назначать по расчету и располагать с двух сторон фасонки вдоль колонны в виде отдельных участков в шахматном порядке; при этом расстояние между концами таких швов не должно превышать 15 толщин фасонки.

В конструкциях, возводимых в районах с расчетными температурами ниже минус 45°C , а также при применении ручной дуговой сварки, угловые сварные швы должны быть непрерывными по всей длине фасонки.

15.3.4 Монтажные стыки колонн следует выполнять с фрезерованными торцами, сваренными встык, на накладках со сварными швами или болтовыми соединениями, в том числе фрикционными. При приварке накладок сварные швы не следует доводить до стыка на 25 мм с каждой стороны. При проектировании соединений, подобных фланцевым, следует учитывать требования 15.9.

15.3.5 В сквозных колоннах, ветви которых соединены планками, следует принимать:

ширину b_s промежуточных планок – от $0,5b$ до $0,75b$ (здесь b – габаритная ширина колонны в плоскости планок);

ширину концевых планок – от $1,3 b_s$ до $1,7 b_s$.

15.4 Связи

15.4.1 В каждом температурном блоке здания следует предусматривать самостоятельную систему связей объединяющих плоские элементы в пространственную систему, способную воспринимать нагрузки, действующие на сооружение в любом направлении, а также раскреплять и обеспечивать устойчивость элементов, уменьшать расчетные длины элементов верхних поясов ригелей (ферм), колонн и других элементов каркаса.

При проектировании сооружений в сейсмических районах система связей каркаса должна соответствовать требованиям СН КР 20-02.

При проектировании сооружений на подрабатываемых территориях и просадочных грунтах, а также в качестве конструктивных противокарстовых мероприятий, необходимо руководствоваться соответствующими нормативными документами.

15.4.2 Нижние пояса балок и ферм крановых путей пролетом свыше 12 м следует укреплять горизонтальными связями.

15.4.3 Для зданий с балками крановых путей вертикальные связи между основными колоннами располагаются в двух уровнях по высоте. Ниже уровня балок крановых путей связи следует располагать в середине или около середины температурного блока; связи выше уровня балок крановых путей располагают по торцам здания и в шагах колонн, примыкающих к температурным швам, а также в тех шагах, где расположены связи нижнего уровня.

При недостаточной жесткости ветвей колонн в продольном направлении здания, следует устанавливать дополнительные распорки, закрепленные в узлах связей.

При двухветвевых колоннах, если расстояние между ветвями более 500 мм, вертикальные связи следует располагать в плоскости каждой из ветвей колонны. Ветви двухветвевых связей следует соединять между собой решетками.

15.4.4 Система связей покрытия зависит от: типа каркаса (стальной или смешанный); конструктивных особенностей ферм покрытия; наличия подстропильных ферм, колонн фахверков и их крепления к несущим элементам каркаса; типа покрытия (прогонное или беспрогонное); наличия или отсутствия жесткого диска покрытия; наличия подвешного подъемно-транспортного оборудования; грузоподъемности кранов и режима их работы.

15.4.5 В зданиях с прогонами, в уровне нижних поясов стропильных ферм с восходящими раскосами, опирающимися на колонны нижними поясами, следует предусматривать поперечные и продольные горизонтальные связи:

поперечные горизонтальные связи следует предусматривать в каждом пролете здания у торцов, а также у температурных швов здания; при длине температурного блока более 144 м и при кранах грузоподъемностью 50 т следует предусматривать промежуточные поперечные горизонтальные связи с шагом не более 60 м;

продольные горизонтальные связи, образующие совместно с поперечными связями жесткий контур в плоскости нижних поясов ферм, в многопролетных зданиях со стальным каркасом, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 10 т и более, и в зданиях с подстропильными фермами, следует предусматривать по крайним панелям нижних поясов стропильных ферм; в однопролетных зданиях продольные горизонтальные связи по нижним поясам ферм следует назначать вдоль обоих рядов колонн.

В многопролетных зданиях при кранах грузоподъемностью ≤ 50 т, с группами режимов работы 1К-6К (по СНиП 2.01.07) продольные горизонтальные связи следует располагать вдоль крайних колонн и через один ряд вдоль средних колонн. В многопролетных зданиях с кранами грузоподъемностью > 50 т, с группами режимов работы 7К-8К, а также в зданиях с перепадами высоты следует назначать более частое расположение продольных связей по нижним поясам ферм с восходящими опорными раскосами. Продольные горизонтальные связи вдоль средних рядов колонн при одинаковой высоте смежных пролетов следует проектировать такими же, как и вдоль крайних рядов колонн.

В случае, если гибкость в горизонтальной плоскости панелей нижних поясов ферм, находящихся между двумя поперечными связевыми фермами, не

удовлетворяет 10.4, то она должна быть обеспечена постановкой растяжек, закрепленных в узлах связевых ферм.

Между стропильными фермами с нисходящим опорным раскосом, у которых нижний пояс не опирается на колонны, при наличии неизменяемого жесткого диска в узлах верхних поясов, в узлах нижних поясов следует устанавливать распорки, приходящие в вертикальные связи (установленные в связевых блоках по длине здания в соответствии с 15.4.10).

В торцах здания с фермами с нисходящим опорным раскосом следует устанавливать наклонные связевые элементы между верхними поясами торцевых ферм и узлами нижних поясов вторых (соседних) от торца ферм с приходящими к ним распорками.

15.4.6 По верхним поясам стропильных ферм поперечные горизонтальные связи при покрытии с прогонами следует назначать в любом одноэтажном промышленном здании. Поперечные связевые фермы по верхним и нижним поясам рационально совмещать в плане.

Прогоны покрытия с шарнирным креплением к фермам покрытия сверху нельзя считать элементом связи или распоркой.

Верхние пояса стропильных ферм, не примыкающие непосредственно к поперечным связям, следует раскреплять в плоскости расположения этих связей распорками.

15.4.7 При наличии жесткого диска кровли в уровне верхних поясов ферм в покрытиях с уклоном кровли не более 10° без прогонов (в которых крупноразмерные железобетонные плиты приварены к верхним поясам или профилированный лист покрытия прикреплен в каждом нижнем гофре) поперечные связи по верхним поясам ферм следует устраивать только в торцах здания и у температурных швов. В остальных шагах необходимы распорки у конька и у опор стропильных ферм.

В покрытиях без прогонов горизонтальные связи по нижним поясам ферм следует ставить независимо от типа покрытия только в зданиях с кранами грузоподъемностью 50 т, с группами режимов работы 7К в цехах металлургических производств и 8К (по СНиП 2.01.07).

При наличии подстропильных ферм в однопролетных покрытиях без прогонов и многопролетных покрытиях, расположенных в одном уровне, необходимо устройство продольных горизонтальных связей в плоскости верхних поясов ферм в одной из крайних панелей ферм.

15.4.8 При наличии жесткого диска кровли в соответствии с требованиями 15.4.7 в уровне верхних поясов ферм следует предусматривать инвентарные

съемные связи для выверки конструкций и обеспечения их устойчивости в процессе монтажа.

15.4.9 При расположении покрытий в разных уровнях необходимо предусматривать по одной продольной системе связей в каждом уровне.

В пределах фонаря, где прогоны по верхнему поясу ферм отсутствуют, необходимо предусматривать распорки. Наличие таких распорок по коньковым узлам ферм является обязательным.

Связи по фонарям следует располагать в плоскости верхних поясов (ригелей) у торцов фонаря и с обеих сторон температурных швов.

15.4.10 В местах расположения поперечных связей покрытия следует предусматривать установку вертикальных связей между фермами.

В покрытиях зданий и сооружений, эксплуатируемых в районах с расчетными температурами ниже минус 45°C следует предусматривать (дополнительно к обычно применяемым) вертикальные связи посередине каждого пролета вдоль всего здания.

Вертикальные связи следует располагать в плоскостях опорных стоек стропильных ферм, в плоскостях коньковых стоек для ферм пролетом до 30 м, а также в плоскостях стоек, находящихся под узлом крепления наружных ног фонаря для ферм пролетом более 30 м.

15.4.11 Горизонтальные связи по верхним и нижним поясам разрезных ферм пролетных строений транспортерных галерей следует предусматривать отдельно для каждого пролета.

15.4.12 При применении крестовой решетки связей покрытий, за исключением уникальных зданий и сооружений, расчет производится по условной схеме в предположении, что раскосы решетки связей воспринимают только растягивающие усилия.

При определении усилий в элементах связей обжатие поясов ферм учитывать не следует.

15.4.13 В висячих покрытиях с плоскостными несущими системами (двухпоясными, изгибно-жесткими вантами и т.п.) следует предусматривать вертикальные и горизонтальные связи между несущими системами.

15.4.14 Крепление связей следует осуществлять на болтах класса точности В.

В зданиях, оборудованных кранами большой грузоподъемности и режимов работы 7К и 8К, а также в случае значительных усилий в элементах связей (ветровые фермы и т.п.) крепление элементов связей следует осуществлять на монтажной сварке, а в отдельных случаях и на болтах класса точности А.

15.4.15 Тяжи в качестве элементов связей должны использоваться в несущих конструкциях для зданий и сооружений только классов КС-2 и КС-1

(по ГОСТ 27751), групп конструкций 2, 3, 4 (приложение В). Для создания в тяжах предварительного натяжения следует предусматривать специальные устройства с обеспечением доступа к ним и возможности подтяжки при эксплуатации.

15.5 Балки

15.5.1 Пакеты листов для поясов сварных двутавровых балок применять не следует.

Для поясов балок с фрикционными соединениями следует применять пакеты, состоящие не более чем из трех листов; при этом площадь сечения поясных уголков следует принимать равной не менее 30% всей площади сечения пояса.

15.5.2 Поясные швы сварных балок, а также швы, присоединяющие к основному сечению балки вспомогательные элементы (например, ребра жесткости) следует выполнять непрерывными. Поперечные ребра жесткости должны быть с вырезами для пропуска поясных швов.

В ригелях рамных конструкций у опорных узлов следует применять двусторонние поясные швы, протяженность которых должна быть не менее высоты сечения ригеля.

15.5.3 При применении односторонних поясных швов в сварных двутавровых балках 1-го класса, несущих статическую нагрузку, следует выполнять следующие требования:

расчетная нагрузка должна быть приложена симметрично относительно поперечного сечения балки;

устойчивость сжатого пояса балки должна быть обеспечена в соответствии с перечислением а) 8.4.4;

расчет устойчивости стенок балок должен быть произведен в соответствии с требованиями 8.5.1 и 8.5.2;

должны быть установлены поперечные ребра жесткости в местах приложения к поясу балки сосредоточенных нагрузок, включая нагрузки от ребристых железобетонных плит; поперечные ребра жесткости не следует устанавливать при проведении проверки местной устойчивости по 8.2.2.

15.5.4 Ребра жесткости сварных балок должны быть удалены от стыков стенки на расстояние не менее 10 толщин стенки. В местах пересечения стыковых низов стенки балки с продольным ребром жесткости швы, прикрепляющие продольное ребро жесткости к стенке, не следует доводить до стыкового шва стенки в местах их пересечения на $(6t-20)$ мм.

15.5.5 В сварных двутавровых балках конструкций групп 2-4 применяются односторонние ребра жесткости с расположением их с одной стороны балки и приваркой их к поясам балки.

В балках с односторонними поясными швами ребра жесткости на стенке следует располагать со стороны, противоположной расположению односторонних поясных швов.

Расчет устойчивости одностороннего ребра жесткости следует производить согласно требованиям 8.5.9 и 8.5.10.

15.6 Балки крановых путей

15.6.1 Верхние поясные швы в балках крановых путей для кранов групп режимов работы 7К (в цехах металлургических производств) и 8К (по СНиП 2.01.07) следует выполнять с проваром на всю толщину стенки.

15.6.2 Свободные кромки растянутых поясов балок крановых путей и балок рабочих площадок, непосредственно воспринимающих нагрузку от подвижных составов, должны быть прокатными, строганными или обрезанными машинной кислородной или плазменно-дуговой резкой.

15.6.3 Размеры ребер жесткости балок крановых путей должны удовлетворять требованиям 8.5.9, 8.5.10 и 8.5.17, при этом ширина выступающей части двустороннего промежуточного ребра должна быть не менее 90 мм. Двусторонние поперечные ребра жесткости не следует приваривать к поясам балки; при этом торцы ребер жесткости должны быть плотно пригнаны к верхнему поясу балки. В балках под краны групп режимов работы 7К и 8К (по СНиП 2.01.07) необходимо строгать торцы, примыкающие к верхнему поясу.

Применять односторонние поперечные ребра жесткости из полосовой стали или одиночных уголков с приваркой их к стенке и к верхнему поясу и расположением согласно 15.5.5 следует только в балках под краны групп режимов работы 1К-5К (по СНиП 2.01.07).

15.7 Листовые конструкции

15.7.1 Контур поперечных элементов жесткости оболочек следует проектировать замкнутым.

15.7.2 Передачу сосредоточенных нагрузок на листовые конструкции следует предусматривать через элементы жесткости.

15.7.3 В местах сопряжений оболочек различной формы следует применять плавные переходы для уменьшения местных напряжений.

15.7.4 Выполнение всех стыковых швов следует предусматривать двусторонней или односторонней сваркой с подваркой корня или на подкладках.

В проекте следует указывать на необходимость обеспечения плотности соединений конструкций, в которых эта плотность требуется.

15.7.5 В листовых конструкциях следует применять сварные соединения встык; соединения листов толщиной 5 мм и менее – внахлестку.

15.8 Висячие покрытия

15.8.1 Для конструкций из нитей следует применять канаты, пряди и высокопрочную проволоку (или прокат).

15.8.2 Кровля висячего покрытия должна быть расположена непосредственно на несущих нитях и повторять образуемую ими форму. Если форма кровли отличается от формы провисания нитей, кровлю поднимают над нитями, оперев на специальную надстроечную конструкцию, или подвешивают к нитям снизу.

15.8.3 Очертания опорных контуров следует назначать с учетом кривых давления от усилий в прикрепленных к ним нитях при расчетных нагрузках.

15.8.4 Для сохранения стабильности формы, которая должна обеспечивать герметичность принятой конструкции кровли, висячие покрытия следует рассчитывать на действие временных нагрузок, в том числе ветрового отсоса. При этом следует проверять изменение кривизны покрытия по двум направлениям – вдоль и поперек нитей. Необходимая стабильность достигается с помощью конструктивных мероприятий: увеличением натяжения нити за счет веса покрытия или предварительного напряжения; созданием специальной стабилизирующей конструкции; применением изгибно-жестких нитей; превращением системы нитей и кровельных плит в единую конструкцию.

15.8.5 Сечение нити должно быть рассчитано по наибольшему усилию, возникающему при расчетной нагрузке, с учетом изменения заданной геометрии покрытия. В сетчатых системах, кроме этого, сечение нити должно быть проверено на усилие от действия временной нагрузки, расположенной только вдоль данной нити.

15.8.6 Вертикальные и горизонтальные перемещения нитей и усилия в них следует определять с учетом нелинейности работы конструкций покрытия.

15.8.7 При расчете нитей из канатов и их закреплений коэффициенты условий работы следует принимать в соответствии с разделом 17. Для стабилизирующих канатов, если они не являются затяжками для опорного контура, коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$.

15.8.8 Опорные узлы нитей из прокатных профилей следует выполнять шарнирными.

15.9 Фланцевые соединения

15.9.1 К фланцевому соединению (ФС) стальных строительных конструкций следует относить соединение, в котором имеется хотя бы одна плоская деталь прямоугольной, круглой или иной формы (фланец), соединенная с торцом одного из элементов на сварке, с отверстиями для болтов либо для шпилек.

Передача усилий во ФС (продольных сил, изгибающих моментов и поперечных сил) осуществляется через фланец.

15.9.2 Применяют ФС в монтажных стыках ферм и пространственных конструкций с элементами различного очертания, опорах ЛЭП, башенных и антенно-мачтовых сооружениях, стыках балок, колонн, элементов рам двутаврового или коробчатого сечения, в узлах примыкания балок к колоннам или другим балкам.

15.9.3 Классифицируются ФС по следующим признакам.

I – по условиям работы:

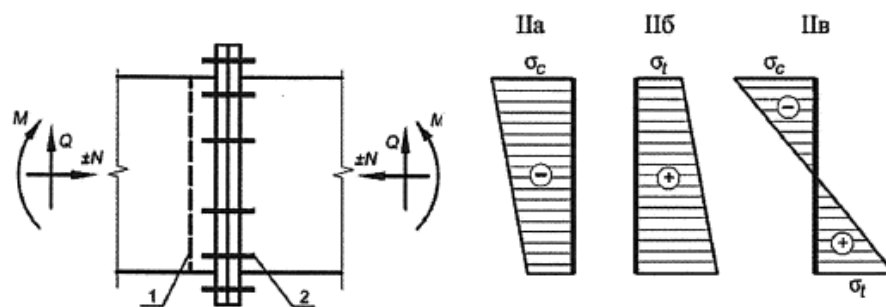
- а) ФС конструкций группы 1;
- б) ФС конструкций группы 2 и 3;
- в) ФС конструкций группы 4.

Группа конструкций определяется по 4.3.1 и приложению В.

II – по действующим напряжениям в околофланцевой зоне (рисунок 21а):

- а) с однозначной эпюрой сжимающих нормальных напряжений (сжатое ФС);
- б) с однозначной эпюрой растягивающих нормальных напряжений (растянутое ФС);

- в) с двузначной эпюрой нормальных напряжений (сжато-изогнутое или изгибаемо-растянутое ФС).



1 – околофланцевая зона; 2 – болты

Рисунок 21а – Классификация ФС по действующим напряжениям в околофланцевой зоне

III – по предварительному натяжению болтов во ФС:

- а) без предварительного натяжения болтов;
- б) с предварительным натяжением болтов.

IV – по способу передачи поперечных сил во ФС через:

- а) болты, работающие, в том числе на срез;
- б) силы трения через контактирующие поверхности на сжатых участках ФС;
- в) специальные противосдвиговые упоры (опорные столики, ребра и т.д.)

При отсутствии поперечной силы, ФС по признаку IV не классифицируется.

15.9.4 На основании расчетов в проектной документации ФС следует классифицировать в соответствии с 15.9.3 по всем признакам.

15.9.5 Фланцевые соединения конструкций группы 1 (I, а) следует проектировать только на болтах с предварительным натяжением (III, б);

конструкций группы 2 и 3 (I, б) – с учетом положений 15.9.6-15.9.13;

конструкций группы 4 (I, в) – по 14.2 из стали (раздел 5) без учета дополнительных требований по относительному сужению в направлении толщины проката.

15.9.6 Фланцевые соединения, подверженные сжатию или совместному действию сжатия с изгибом (II, а), следует проектировать и рассчитывать по 14.2. При передаче поперечных сил через поверхности трения (III, б + IV, б), учитывают положения 14.3.

15.9.7 Фланцевые соединения, отнесенные по классификации к II, б и II, в, следует рассчитывать по пространственной схеме работы пластины с использованием апробированных методик, или методом конечных элементов с учетом геометрической и физической нелинейности работы соединения, или методом предельного равновесия в соответствии с действующими НД.

При наличии начальных несовершенств ФС в виде грибовидности, используемые расчетные модели ФС должны учитывать, что болты работают на растяжение и на изгиб, возникающий при деформировании грибовидных фланцев под нагрузкой или из-за отсутствия параллельности опорных поверхностей головки болта и гайки, возникающей при фрезеровке грибовидных фланцев.

15.9.8 При проектировании ФС следует проверять:

а) прочность и местную устойчивость соединяемых элементов в околофланцевой зоне;

б) несущую способность сварных швов крепления фланца к элементам конструкции в соответствии с требованиями 14.1;

в) прочность фланца в растянутой зоне ФС, отнесенных по классификации к II, б и II, в;

г) несущую способность болтов в растянутой зоне ФС, отнесенных по классификации к II, б и II, в;

д) несущую способность на сдвиг: для ФС III, б + IV, б - в соответствии с требованиями 14.3; для ФС III, а + IV, а - в соответствии с требованиями 14.2; для ФС IV, в - несущую способность на сдвиг специального упора (опорного столика, ребра и т.д.).

15.9.9 Для ФС II, б и II, в узел примыкания балки к полке колонны, дополнительно к требованиям 15.9.8, следует проверять на:

а) прочность и местную устойчивость полки колонны;

б) прочность и местную устойчивость стенки колонны (в том числе от совместного действия в колонне продольных сил, моментов, сдвигающих сил).

15.9.10 При проектировании ФС для фланцев следует применять сталь в соответствии с разделом 5 и приложением В;

для ФС, отнесенных по классификации к II, б и II в, - сталь с дополнительными требованиями по относительному сужению для образцов в направлении толщины проката Ψ_x не менее 35 % с учетом положений 13.3 и 13.5.

15.9.11 При проектировании ФС II,б+III,б+IV,б и II,в+III,б+IV,б следует применять болты классов прочности 8.8, 10.9, 12.9 и соответствующие им гайки и шайбы. Для остальных ФС болты следует выбирать по 5.6 и 14.2.

Отверстия и болты следует размещать с учетом требований таблицы 40.

Гайки болтов, устанавливаемых без предварительного натяжения (ФС III, б), должны быть зафиксированы от раскручивания контргайками, пружинными шайбами и т.д.

15.9.12 Требования по натяжению болтов и к контролю плотности контакта между поверхностями фланцев для ФС III, б + IV, б приведены в СНиП КР 52-01.

15.9.13 Приемка в эксплуатацию ФС при наличии начальных несовершенств в виде грибовидности должна осуществляться после получения положительных результатов при выполнении дополнительных расчетов.

Расчет ФС III,а+IV,а с неплоскими фланцами (при наличии зазоров между контактными поверхностями), выполняют, как соединений с плоскими фланцами (см. 15.9.5-15.9.9) без зазоров, принимая расчетное сопротивление одноболтового соединения $R_{bt} = 0,54R_{bun}$, независимо от класса прочности болтов, и коэффициент условий работы фланца $\gamma_c = 1,4$. При этом зазоры между соединяемыми элементами с неплоскими фланцами должны удовлетворять следующим требованиям:

а) зазоры в зоне шайбы - не более 1,2 мм включительно;

б) краевые зазоры по периметру фланца - не более 4 мм включительно;

в) зазоры между фланцами по центральным линиям сжатых полок и сжатых зон стенок – не более 0,1 мм; по центральным линиям растянутых полок и растянутых зон стенок – не более 1,2 мм.

15.10 Соединения с фрезерованными торцами

В соединениях элементов с фрезерованными торцами (в стыках и базах колонн и т.п.) сжимающую силу следует считать полностью передающейся через торцы.

Во внецентренно сжатых (сжато-изгибаемых) элементах сварные швы и болты, включая высокопрочные, указанных соединений следует рассчитывать на максимальное растягивающее усилие от действия момента и продольной силы при наиболее неблагоприятном их сочетании, а также на сдвигающее усилие от действия поперечной силы.

15.11 Монтажные крепления

15.11.1 Монтажные крепления конструкций зданий и сооружений с балками крановых путей, рассчитываемыми на усталость, а также конструкций под железнодорожные составы должны быть сварными или фрикционными.

В монтажных соединениях этих конструкций следует применять болты класса точности В:

для крепления прогонов, элементов фонарной конструкции, связей по верхним поясам ферм (при наличии связей по нижним поясам или жесткой кровли), вертикальных связей по фермам и фонарям, а также элементов фахверка;

для крепления связей по нижним поясам ферм при наличии жесткой кровли (приваренных к верхним поясам железобетонных или армированных плит из ячеистых бетонов или прикрепленного в каждую волну профилированного настила и т.п.);

для крепления стропильных и подстропильных ферм к колоннам и стропильных ферм к подстропильным при условии передачи вертикального опорного давления через столы;

для крепления разрезных балок крановых путей между собой, а также для крепления их нижнего пояса к колоннам, к которым не крепятся вертикальные связи;

для крепления балок рабочих площадок, не подвергающихся воздействию динамических нагрузок;

для крепления второстепенных конструкций.

15.11.2 Для перераспределения изгибающих моментов в элементах рамных систем каркасных зданий в узлах соединения ригелей с колоннами применяются стальные накладки, работающие в пластической стадии. Накладки следует выполнять из сталей с пределом текучести до 345 Н/мм².

Усилия в накладках следует определять при минимальном пределе текучести $\sigma_{y,min} = R_{yn}$ и максимальном пределе текучести $\sigma_{y,max} = R_{yn} + 100$ Н/мм².

Продольные кромки накладок, работающих в пластической стадии, должны быть строганными или фрезерованными.

15.12 Опорные части

15.12.1 Неподвижные шарнирные опоры с центрирующими прокладками, тангенциальные, а при весьма больших реакциях - балансирные опоры следует применять при необходимости строго равномерного распределения давления под опорой.

Плоские или катковые подвижные опоры следует применять в случаях, когда нижележащая конструкция должна быть разгружена от горизонтальных усилий, возникающих при неподвижном опирании балки или фермы.

Коэффициент трения в плоских подвижных опорах следует принимать равным 0,3, в катковых - 0,03.

15.12.2 Расчет на смятие в цилиндрических шарнирах (цапфах) балансирных опор следует выполнять (при центральном угле касания поверхностей, равном или большем 90°) по формуле

$$F / (1,25 r l R_{lp} \gamma_c) \leq 1, \quad (199)$$

где F – давление (сила) на опору;

r, l – радиус и длина шарнира, соответственно;

R_{lp} – расчетное сопротивление местному смятию при плотном касании, принимаемое согласно требованиям 6.1.

15.12.3 Расчет на диаметрально сжатие катков следует выполнять по формуле

$$F / (n d l R_{cd} \gamma_c) \leq 1, \quad (200)$$

где n – число катков;

d, l – диаметр и длина катка, соответственно;

R_{cd} – расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков при свободном касании, принимаемое согласно требованиям 6.1.

16 Требования по проектированию конструкций опор воздушных линий электропередачи, открытых распределительных устройств и контактных сетей транспорта

16.1 Для конструкций и соединений опор воздушных линий электропередачи (ВЛ), открытых распределительных устройств (ОРУ) и контактных сетей транспорта (КС) следует применять материалы в соответствии с требованиями раздела 5 и приложения В.

16.2 В зависимости от назначения и типа их соединений конструкции опор подразделяются на группы:

группа 1 – сварные специальные опоры больших переходов высотой свыше 60 м;

группа 2 – сварные опоры ВЛ, кроме указанных в группе 1; сварные опоры ошиновки и под выключатели ОРУ независимо от напряжения, сварные опоры под оборудование ОРУ напряжением свыше 330 кВ; конструкции и элементы

КС, связанные с натяжением проводов (тяги, штанги, хомуты), а также опоры, указанные в группе 1, при отсутствии сварных соединений;

3 – сварные и болтовые опоры под оборудование ОРУ напряжением до 330 кВ, кроме опор под выключатели;

конструкции и элементы несущих, поддерживающих и фиксирующих устройств КС (опоры, ригели жестких поперечин, прожекторные мачты, фиксаторы), а также конструкции группы 2, кроме КС, при отсутствии сварных соединений;

4 – сварные и болтовые конструкции кабельных каналов, детали путей перекачки трансформаторов, трапы, лестницы, ограждения и другие вспомогательные конструкции и элементы ОРУ, ВЛ и КС.

16.3 Болты классов точности А и В для опор ВЛ высотой до 60 м и конструкций ОРУ и КС следует принимать, как для конструкций, не рассчитываемых на усталость, а для фланцевых соединений и опор ВЛ высотой более 60 м - как для конструкций, рассчитываемых на усталость, по таблице Г.3 (приложение Г).

Фланцевые соединения без контролируемого натяжения болтов применяются для соединения конструкций, указанных в настоящем разделе, вне зависимости от классификации напряжений в околофланцевой зоне II по 15.9.3.

Для ФС, подверженных сжатию (сжатию с изгибом), с болтами без контролируемого натяжения следует применять болты, гайки и шайбы в соответствии с 5.6.

16.4 При расчетах опор ВЛ, конструкций ОРУ и КС следует принимать коэффициенты условий работы, установленные в 7.1.2, разделах 4 и 14 и по таблице 45.

Для опор ВЛ, ОРУ и КС значение коэффициента надежности по ответственности γ_n следует принимать в соответствии с требованиями ГОСТ 27751.

Расчет на прочность растянутых элементов опор по формуле (5) с заменой в ней значения R_y на R_u/γ_u не допускается.

Т а б л и ц а 45

Элемент конструкций	Коэффициент условий работы γ_c
1 Сжатые пояса из одиночных уголков стоек свободно стоящей опоры в первых двух панелях от башмака при узловых соединениях:	
а) на сварке	0,95
б) на болтах	0,90
2 Сжатый элемент плоской решетчатой траверсы из одиночного равнополочного уголка, прикрепляемого одной полкой (рисунок 22):	
а) пояс, прикрепляемый к стойке опоры непосредственно двумя болтами и более, поставленными вдоль пояса траверсы	0,90
б) пояс, прикрепляемый к стойке опоры одним болтом или через фасонку	0,75
в) раскос и распорка	0,75
3 Оттяжка из стального каната или пучка высокопрочной проволоки:	

Элемент конструкций	Коэффициент условий работы γ_c
а) для промежуточной опоры в нормальном режиме работы	0,90
б) для анкерной, анкерно-угловой и угловой опор:	
в нормальном режиме работы	0,80
в аварийном режиме работы	0,90
П р и м е ч а н и е – Указанные в таблице коэффициенты условий работы не распространяются на соединения элементов в узлах.	

16.5 При определении приведенной гибкости по таблице 8 наибольшую гибкость всего стержня следует вычислять по формулам:

для четырехгранного стержня с параллельными поясами, шарнирно опертого по концам,

$$\lambda_{max} = 2l/b; \quad (201)$$

для трехгранного равностороннего стержня с параллельными поясами, шарнирно опертого по концам,

$$\lambda_{max} = 2,5l/b; \quad (202)$$

для свободно стоящей стойки пирамидальной формы (рисунок 15)

$$\lambda_{max} = 2\mu h/b_i, \quad (203)$$

где l – геометрическая длина сквозного стержня;

b – расстояние между осями поясов наиболее узкой грани стержня с параллельными поясами;

h – высота свободно стоящей стойки;

$\mu = 1,25(b_s/b_i)^2 - 2,75(b_s/b_i) + 3,5$ – коэффициент для определения расчетной длины, где b_s и b_i – расстояния между осями поясов пирамидальной опоры в верхнем и нижнем основаниях наиболее узкой грани соответственно.

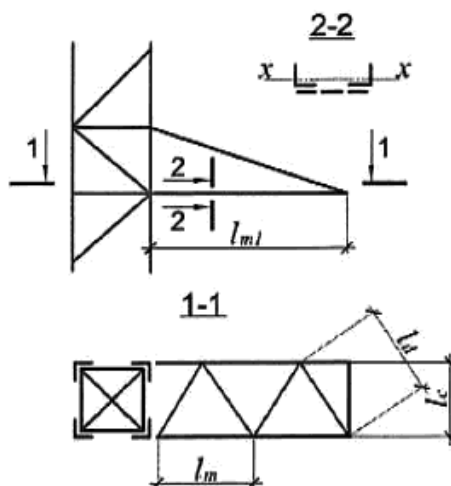


Рисунок 22 – Схема траверсы с треугольной решеткой

16.6 Расчет на устойчивость при сжатии с изгибом сквозного стержня с решетками постоянного по длине сечения следует выполнять по разделу 9.

Для равностороннего трехгранного сквозного стержня с решетками постоянного по длине сечения относительный эксцентриситет следует вычислять по формулам:

при изгибе в плоскости, перпендикулярной к одной из граней,

$$m = 3,46\beta M / (Nb); \quad (204)$$

при изгибе в плоскости, параллельной одной из граней,

$$m = 3\beta M / (Nb), \quad (205)$$

где b – расстояние между осями поясов в плоскости грани;

β – коэффициент, равный 1,2 при болтовых соединениях и 1,0 – при сварных соединениях.

16.7 При расчете на устойчивость при сжатии с изгибом сквозного стержня с решетками по 9.3.1 и 9.3.2 значение эксцентриситета при болтовых соединениях элементов следует умножать на коэффициент 1,2.

16.8 При проверке устойчивости отдельных поясов стержня сквозного сечения опор с оттяжками при сжатии с изгибом, продольную силу в каждом поясе следует определять с учетом дополнительного усилия от изгибающего момента M , вычисляемого по деформированной схеме.

Для шарнирно опертой по концам решетчатой стойки постоянного по длине прямоугольного сечения (тип 2, таблица 8) опоры с оттяжками значение момента

M в середине длины стойки при изгибе ее в одной из плоскостей, x - x или y - y , следует определять по формуле

$$M = M_q + (\beta N / \delta)(f_q + f_n), \quad (206)$$

где M_q – изгибающий момент в середине длины стойки от поперечной нагрузки, определяемый как в балках;

β – коэффициент, принимаемый согласно 16.6;

N – продольная сила в стойке;

f_q – прогиб стойки в середине длины от поперечной нагрузки, определяемый как в обычных балках с использованием приведенного момента инерции сечения I_{ef} ;

$f_n = 0,0013l$ – начальный прогиб стойки в плоскости изгиба;

$$\delta = 1 - 0,1Nl^2 / (EI_{ef}).$$

Здесь: l – длина стойки; $I_{ef} = Al^2 / \lambda_{ef}^2$,

где A – площадь сечения стойки;

λ_{ef} – приведенная гибкость стойки, определяемая по таблице 8 для сечения типа 2 с заменой в формуле (16) λ_{max} на λ_x или λ_y соответственно плоскости изгиба.

При изгибе стойки в двух плоскостях усилие N_{ad} следует определять по формуле (124); при этом начальный прогиб f_n следует учитывать только в той плоскости, в которой составляющая усилия N_{ad} от момента M_x или M_y имеет наибольшее значение.

16.9 Поперечную силу Q в шарнирно опертой по концам стойке с решетками постоянного по длине прямоугольного сечения (тип 2, таблица 8) опоры с оттяжками при сжатии с изгибом в одной из плоскостей x - x или y - y следует принимать постоянной по длине стойки и определять по формуле

$$Q = Q_{max} + \frac{3,14\beta N}{\delta l}(f_q + f_n), \quad (207)$$

где Q_{max} – максимальная поперечная сила от поперечной нагрузки в плоскости изгиба, определяемая как в балках.

Остальные обозначения в формуле (207) следует принимать такими же, как в формуле (206).

16.10 Для шарнирно опертой по концам решетчатой стойки постоянного по длине треугольного сквозного сечения (тип 3, таблица 8) опоры с оттяжками при сжатии с изгибом в одной из плоскостей x - x или y - y значение момента M в середине ее длины следует определять по формуле (206), а приведенную гибкость - по таблице 8 для сечения типа 3.

При изгибе стойки в двух плоскостях значение усилия N_{ad} следует принимать большим из двух значений, определяемых по формуле

$$N_{ad} = 1,16M_x/b \text{ или } N_{ad} = 0,58M_x/b + M_y/b. \quad (208)$$

При учете обоих моментов M_x и M_y во второй формуле (208) начальный прогиб стойки f_n в каждой из двух плоскостей следует принимать равным 0,001l.

16.11 Поперечную силу Q в плоскости грани в шарнирно опертой по концам решетчатой стойке треугольного сквозного сечения опоры с оттяжками при сжатии с изгибом следует определять по формуле (207) с учетом приведенной гибкости λ_{ef} , определяемой по таблице 8 для сечения типа 3.

16.12 Расчет на устойчивость сжатых элементов конструкций из одиночных уголков (поясов, решетки) следует выполнять с учетом эксцентричного приложения продольной силы.

Как центрально сжатые по формуле (7) эти элементы следует рассчитывать при условии умножения продольных сил на коэффициенты α_m и α_d , принимаемые не менее 1,0.

В пространственных болтовых конструкциях по рисунку 15 (кроме рисунка 15, в) и концевых опор) при центрировании в узле элементов из одиночных равнополочных уголков по их рискам при однорядном расположении болтов в элементах решетки и прикреплении раскосов в узле с двух сторон полки пояса значения коэффициентов и следует определять:

для поясов при $\bar{\lambda} \leq 3,5$ (при $\lambda > 3,5$ следует принимать $\lambda = 3,5$) по формулам:

при $0,55 \leq c/b \leq 0,66$ и $N_{md}/N_m \leq 0,7$

$$\alpha_m = 1 + \left[c/b - 0,55 + \bar{\lambda}(0,2 - 0,05\bar{\lambda}) \right] N_{md}/N_m; \quad (209)$$

при $0,4 \leq b < 0,55$ и $N_{md}/N_m \leq (2,33c/b - 0,58)$

$$\alpha_m = 0,95 + 0,1c/b + \left[0,34 - 0,62c/b + \bar{\lambda}(0,2 - 0,05\bar{\lambda}) \right] N_{md}/N_m; \quad (210)$$

для раскосов, примыкающих к рассчитываемой панели пояса, по формулам:

при $0,55 \leq c/b \leq 0,66$ и $N_{md}/N_m < 0,7$

$$\alpha_d = 1,18 - 0,36c/b + (1,8c/b - 0,86)N_{md}/N_m; \quad (211)$$

при $0,4 \leq c/b < 0,55$ и $N_{md}/N_m \leq (2,33c/b - 0,58)$

$$\alpha_d = 1 - 0,04c/b + (0,36 - 0,41c/b)N_{md}/N_m. \quad (212)$$

Для пространственных болтовых конструкций по рисунку 15, г), д) в формулах (210) и (212) следует принимать $0,45 \leq c/b < 0,55$.

В формулах (211) и (212) отношение расстояния по полке уголка раскоса от обушка до риски, на которой установлены болты, к ширине полки уголка раскоса принято от 0,54 до 0,6; при отношении, равном 0,5, коэффициент α_d , вычисленный по формулам (211) и (212), должен быть увеличен на 5%.

В пространственных сварных конструкциях из одиночных равнополочных уголков по рисунку 15, б), г) (кроме концевых опор) с прикреплением раскосов в узле только с внутренней стороны полки пояса при $N_{md}/N_m \leq 0,7$ значения коэффициентов α_m и α_d следует принимать:

при центрировании в узлах элементов по центрам тяжести сечений

$$\alpha_m = \alpha_d = 1,0;$$

при центрировании в узлах осей раскосов на обушок пояса

$$\alpha_m = \alpha_d = 1,0 + 0,12N_{md}/N_m.$$

При расчете конструкций на совместное действие вертикальных и поперечных нагрузок и крутящего момента, вызванного обрывом проводов или тросов, принимают $\alpha_m = \alpha_d = 1,0$.

Обозначения, принятые в формулах (209)-(212):

c – расстояние по полке уголка пояса от обушка до риски, на которой расположен центр узла;

b – ширина полки уголка пояса;

N_m – продольная сила в панели пояса;

N_{md} - сумма проекций на ось пояса усилий в раскосах, примыкающих к одной полке пояса, передаваемая на него в узле и определяемая при том же сочетании нагрузок, как для N_m при расчете пояса следует принимать большее из значений N_{md} , полученных для узлов по концам панели, а при расчете раскосов - для узла, к которому примыкает раскос.

16.13 Расчетные длины l_{ef} и радиусы инерции сечений i при определении гибкости элементов плоских траверс с поясами и решеткой из одиночных уголков (см. рисунок 22) следует принимать равными:

для пояса $l_{ef}=l_m$, $i=i_{min}$, $l_{ef}=l_{m1}$, $i=i_x$;

для раскоса $l_{ef}=l_d$, $i=i_{min}$;

для распорки $l_{ef}=l_c$, $i=i_{min}$,

где i_x - радиус инерции сечения относительно оси, параллельной плоскости решетки траверсы.

16.14 Гибкость первого снизу раскоса из одиночного уголка решетчатой свободно стоящей опоры ВЛ не должна превышать 160.

16.15 Отклонения верха опор и прогибы траверс не должны превышать значений, приведенных в таблице 46.

16.16 В стальных пространственных конструкциях опор ВЛ и ОРУ из одиночных уголков следует предусматривать в поперечных сечениях диафрагмы, которые должны располагаться в стойках свободно стоящих опор не реже, чем через 25 м, и в стойках опор на оттяжках не реже, чем через 15 м. Диафрагмы должны также устанавливаться в местах приложения сосредоточенных нагрузок и переломов поясов.

16.17 При расчете на смятие соединяемых элементов решетки в одноболтовых соединениях с расстоянием от края элемента до центра отверстия вдоль усилия менее $1,5d$ следует учитывать примечание 2 к таблице 40.

В одноболтовых соединениях элементов, постоянно работающих на растяжение (тяг траверс, элементов, примыкающих к узлам крепления проводов и тросов, и в местах крепления оборудования), расстояние от края элемента до центра отверстия вдоль усилия следует принимать не менее $2d$.

16.18 Раскосы, прикрепляемые к поясу болтами в одном узле, должны быть расположены с двух сторон полки поясного уголка.

Т а б л и ц а 46

Конструкция и направление отклонения	Относительное отклонение верха опоры (к высоте опоры)	Относительный прогиб траверсы и балки (к пролету или длине консоли)			
		Вертикальный		Горизонтальный	
		в пролете	на консоли	в пролете	на консоли
1 Концевая и угловая опора ВЛ анкерного типа высотой до 60 м вдоль проводов	$\frac{1}{120}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$	Не ограни- чивается	
2 Опора ВЛ анкерного типа высотой до 60 м вдоль проводов	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$	То же	
3 Промежуточ- ная опора ВЛ (кроме пере- ходной) вдоль и поперек проводов	Не ограни- чивается	$\frac{1}{150}$	$\frac{1}{50}$	"	
4 Переходные опоры ВЛ всех типов высотой свыше 60 м вдоль проводов	$\frac{1}{140}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$	"	

Окончание таблицы 46

Конструкция и направление отклонения	Относительное отклонение верха опоры (к высоте опоры)	Относительный прогиб траверсы и балки (к пролету или длине консоли)			
		Вертикальный		Горизонтальный	
		в пролете	на консоли	в пролете	на консоли
5 Опора ОРУ вдоль проводов	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{70}$
6 То же, поперек проводов	$\frac{1}{70}$	Не ограничивается	Не ограничивается	Не ограничивается	
7 Стойка опоры под оборудование	$\frac{1}{100}$	-	-	-	-
8 Балка под оборудование	-	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{250}$	-	-
Примечания 1 Отклонение опор ОРУ и траверс опор ВЛ в аварийном и монтажном режимах не нормируется. 2 Отклонения и прогибы по позициям 7 и 8 должны быть уменьшены, если техническими условиями на эксплуатацию оборудования установлены более жесткие требования.					

16.19 В болтовых стыках поясных равнополочных уголков число болтов в стыке следует назначать четным и распределять болты поровну между полками уголка.

Число болтов при однорядном и шахматном их расположении, а также число поперечных рядов болтов при двухрядном их расположении следует назначать не более пяти на одной полке уголка с каждой стороны от стыка.

Указанное число болтов и поперечных рядов следует увеличивать до семи при условии уменьшения значения коэффициента γ_b , определяемого по таблице 41, умножением на 0,85.

16.20 Расчет на устойчивость стенок опор из многогранных труб при числе граней от 8 до 12 следует выполнять по формуле

$$\sigma_1 / (\sigma_{cr} \gamma_c) \leq 1, \quad (213)$$

где σ_1 – наибольшее сжимающее напряжение в сечении опоры при ее расчете по деформированной схеме;

σ_{cr} – критическое напряжение, вычисляемое по формуле

$$\sigma_{cr} = \left(\beta - \sqrt{\beta^2 - 3,8 / \bar{\lambda}_w^2} \right) \psi R_y \leq R_y. \quad (214)$$

$$\beta = 0,58 + 1,81 / \bar{\lambda}_w^2;$$

$\bar{\lambda}_w = (b/t) \sqrt{R_y / E}$ – условная гибкость стенки грани шириной b и толщиной t ;

$$\psi = 1 + 0,033 \bar{\lambda}_w (1 - \sigma_2 / \sigma_1),$$

где $\bar{\lambda}_w$ следует принимать не более 2,4;

σ_2 – наименьшее напряжение в сечении, принимаемое при растяжении со знаком "минус".

Многогранные трубы должны соответствовать требованиям 11.2.1 и 11.2.2 для круглых труб с радиусом описанной окружности.

17 Требования по проектированию конструкций антенных сооружений связи высотой до 500 м

17.1 Для стальных конструкций антенных сооружений (АС) следует применять стали согласно приложению В (кроме сталей С390К, С590, С590К), а также сварные прямошовные и бесшовные трубы из стали С245, С255, С345, С355. При этом следует принимать распределение конструкций по группам:

1 – оттяжки из стальных канатов и цепей различной конфигурации, несущие ванты антенных полотен и антенные провода; элементы (механические детали) оттяжек мачт и антенных полотен, детали крепления оттяжек к фундаментам и к стволам стальных опор; фланцы и фланцевые соединения элементов стволов мачт и башен, включая опорные фланцы и башмаки;

2 – сплошностенчатые и решетчатые стволы мачт и башен, решетка, диафрагмы стволов башенных опор;

3 – лестницы, переходные площадки; металлоконструкции крепления антенного оборудования.

Материалы для соединений следует принимать согласно разделу 5, нормативные и расчетные сопротивления материалов и соединений – согласно разделу 6 и приложениям В и Г.

17.2 Для оттяжек и элементов антенных полотен следует применять стальные круглые канаты оцинкованные по группе СС, грузовые нераскручивающиеся одинарной свивки (спиральные) или нераскручивающиеся двойной крестовой свивки с металлическим сердечником (круглопрядные), при этом спиральные канаты следует применять при расчетных усилиях до 325 кН. В канатах следует применять стальную круглую канатную проволоку наибольших диаметров марки 1. Для средне- и сильноагрессивных сред – применять канаты, оцинкованные по группе ЖС, с требованиями для канатов группы СС. При увеличении длины обвязок из мягкой оцинкованной проволоки, расположенных по концам канатов, на 25% следует применять раскручивающиеся канаты.

Для оттяжек со встроенными изоляторами орешкового типа следует применять стальные канаты с неметаллическими сердечниками, если это допускается радиотехническими требованиями.

Для оттяжек с усилиями, превышающими несущую способность канатов из круглой проволоки, следует применять стальные канаты закрытого типа из зетобразных и клиновидных оцинкованных проволок.

17.3 Концы стальных канатов в стаканах или муфтах следует закреплять заливкой цинковым сплавом ЦАМ9-1,5Л.

17.4 Для элементов антенных полотен следует применять провода согласно таблице Б.2. Применение медных проволок допускается только в случаях технологической необходимости.

17.5 Значение расчетного сопротивления (усилия) растяжению проводов и проволок следует принимать равным значению разрывного усилия, установленному государственными стандартами, деленному на коэффициент надежности по материалу γ_m :

для алюминиевых и медных проводов $\gamma_m = 2,5$;

для сталеалюминиевых проводов при номинальных сечениях, мм²:

16 и 25 - $\gamma_m = 2,8$;

35-95 - $\gamma_m = 2,5$;

120 и более - $\gamma_m = 2,2$;

для биметаллических сталемедных проволок $\gamma_m=2,0$.

17.6 При расчетах конструкций АС следует принимать коэффициенты условий работы, установленные в 4.3, разделе 14 и таблице 47.

Т а б л и ц а 47

Элементы конструкций	Коэффициент условий работы γ_c
Предварительно напряженные элементы решетки	0,90
Фланцы:	
кольцевого типа	1,10
остальных типов	0,90
Стальные канаты оттяжек мачт или элементы антенных полотен при их количестве:	
3-5 оттяжек в ярусе или элементов антенных полотен	0,80
6-8 оттяжек в ярусе	0,90
9 и более оттяжек в ярусе	0,95
Заделка концов на коуше зажимами или точечное опрессование во втулке	0,75
Оплетка каната на коуше или изоляторе	0,55
Элементы крепления оттяжек, антенных полотен, проводов, подкосов к опорным конструкциям и анкерным фундаментам	0,90
Анкерные тяжи без резьбовых соединений при работе их на растяжение с изгибом	0,65
Проушины при работе на растяжение	0,65
Детали креплений и соединений стальных канатов:	
механические, кроме осей шарниров	0,80
оси шарниров при смятии	0,90

17.7 Относительные отклонения опор (к высоте) не должны превышать значений (кроме отклонений опор, для которых техническим заданием на проектирование установлены иные значения):

1/100 – при ветровой или гололедной нагрузке;

1/300 – при односторонней подвеске антенны к опоре при отсутствии ветра.

17.8 Монтажные соединения элементов конструкций (в том числе, фланцевые), передающие расчетные усилия, следует проектировать на болтах класса точности В и классов прочности 8.8 и 10.9. При знакопеременных усилиях

следует принимать соединения на болтах классов прочности 8.8 и 10.9 с обязательным натяжением болтов на усилие (по 14.3.6) или на монтажной сварке.

Применение монтажной сварки или болтов класса точности А должно быть согласовано с монтирующей организацией.

17.9 Раскосы гибкостью более 250 при перекрестной решетке в местах пересечений должны быть скреплены между собой.

Прогибы распорок диафрагм и элементов технологических площадок в вертикальной и горизонтальной плоскостях не должны превышать $1/250$ пролета.

17.10 В конструкциях решетчатых опор диафрагмы должны устанавливаться на расстоянии между ними не более трех размеров среднего поперечного сечения секции опоры, а также в местах приложения сосредоточенных нагрузок и переломов поясов.

17.11 Болты фланцевых соединений труб следует размещать на одной окружности минимально возможного диаметра на равных расстояниях между собой.

17.12 Элементы решетки ферм, сходящиеся в одном узле, следует центрировать на ось пояса в точке пересечения их осей. В местах примыкания раскосов к фланцам их расцентровка должна быть не более трети размера поперечного сечения пояса. При расцентровке на больший размер элементы должны быть рассчитаны с учетом узловых моментов.

В прорезных фасонках для крепления раскосов из круглой стали конец прорези следует засверливать отверстием диаметром в 1,2 раза больше диаметра раскоса.

17.13 Оттяжки в мачтах с решетчатым стволом следует центрировать в точке пересечения осей поясов и распорок. За условную ось оттяжек следует принимать хорду.

Листовые проушины для крепления оттяжек должны подкрепляться ребрами жесткости, предохраняющими их от изгиба.

Конструкции узлов крепления оттяжек, которые не вписываются в транспортные габариты секций ствола мачт, следует проектировать на отдельных вставках в стволе в виде жестких габаритных диафрагм.

17.14 Натяжные устройства (муфты), служащие для регулирования длины и закрепления оттяжек мачт, должны крепиться к анкерным устройствам гибкой канатной вставкой. Длина канатной вставки между торцами втулок должна быть не менее 20 диаметров каната.

17.15 Для элементов АС следует применять типовые механические детали, прошедшие испытания на прочность и усталость.

Резьбу на растянутых элементах следует принимать согласно действующим НД (исполнение впадины резьбы с закруглением).

17.16 В оттяжках мачт, на проводах и канатах горизонтальных антенных полотен для гашения вибрации следует предусматривать последовательную установку парных низкочастотных (1-2,5 Гц) и высокочастотных (4-40 Гц) виброгасителей рессорного типа. Низкочастотные гасители следует выбирать в зависимости от частоты основного тона оттяжки, провода или каната. Расстояние s от концевой заделки каната до места подвески гасителей следует определять по формуле

$$s \geq 0,41 \cdot 10^{-3} d \sqrt{P/m}, \quad (215)$$

где d – диаметр каната, провода, мм;

m – масса 1 м каната, провода, кг;

P – предварительное натяжение в канате, проводе, Н.

Высокочастотные гасители следует устанавливать выше низкочастотных на расстоянии s . При пролетах проводов и канатов антенных полотен, превышающих 300 м, гасители следует устанавливать независимо от расчета.

Для гашения колебаний типа "галомирование" следует изменять свободную длину каната (провода) поводками.

17.17 Антенные сооружения радиосвязи необходимо окрашивать согласно требованиям по маркировке и светоограждению высотных препятствий.

17.18 Механические детали оттяжек, арматуры изоляторов, а также метизы должны быть оцинкованными.

18 Требования по проектированию конструкций зданий и сооружений при реконструкции

18.1 Общие положения

18.1.1 Остаточный ресурс конструкций зданий и сооружений следует оценивать на основании анализа имеющейся технической документации, визуального, инструментального освидетельствований, проверочных расчетов несущей способности и деформативности конструктивных элементов, имеющих дефекты или получивших повреждение в процессе эксплуатации. В итоге освидетельствования техническое состояние элементов зданий и сооружений должно быть определено в соответствии с действующими нормативными

документами нормативное, работоспособное, ограниченно работоспособное аварийное состояние.

18.1.2 При усилении или изменении условий работы сохраняемых конструкций следует обеспечивать как минимум их работоспособное состояние.

На период от проведения обследования до усиления конструкции, находящиеся в ограниченно работоспособном состоянии, должны быть обеспечены необходимым контролем.

При усилении конструкций следует предусматривать конструктивные решения и методы производства работ, обеспечивающие плавное включение элементов и конструкций усиления в совместную работу с сохраняемыми конструкциями, в том числе при использовании искусственного регулирования усилий и временной разгрузки конструкций.

18.1.3 Для конструкций, запроектированных по ранее действовавшим нормам и техническим условиям, проверочный расчет не следует проводить в случаях, если за период эксплуатации не менее 15 лет в них не возникли дефекты и повреждения, не изменились условия дальнейшей эксплуатации, нагрузки и воздействия, а при их изменении не увеличились усилия в основных элементах.

18.2 Расчетные характеристики стали и соединений

18.2.1 Оценивать качество материала конструкций следует по данным заводских сертификатов или по результатам испытаний образцов. Испытания следует выполнять при отсутствии исполнительной документации или сертификатов, недостаточности имеющихся в них сведений или обнаружении повреждений, которые могли быть вызваны низким качеством металла.

18.2.2 При исследовании и испытании металла следует определять следующие показатели:

химический состав - массовую долю элементов по таблице В.2 (приложение В);

предел текучести, временное сопротивление и относительное удлинение при испытаниях на растяжение (следует проводить испытания с построением диаграммы работы стали);

ударную вязкость для температур, соответствующих группе конструкций и расчетной температуре по таблице В.1 (приложение В);

в отдельных случаях макро- и микроструктуру стали (в частности, для конструкций 1-й и 2-й групп приложения В.

Ударную вязкость не следует оценивать в случае кипящих и бессемеровских сталей, а также других углеродистых сталей с содержанием серы $S > 0,55\%$ или фосфора $P > 0,050\%$.

Места отбора проб для определения перечисленных показателей, число проб и необходимость усиления мест вырезки устанавливает организация, производящая обследование конструкций.

18.2.3 Исследования и испытания металла конструкций, изготовленных до 1950 г., следует проводить в специализированных научно-исследовательских институтах, где, кроме свойств металла, устанавливается способ производства стали: пудлинговая, конвертерная с продувкой воздухом (бессемеровская или томасовская), мартеновская или электросталь.

18.2.4 Расчетные сопротивления проката, гнутых профилей и труб сохраняемых конструкций следует назначать согласно требованиям 6.1, при этом значения R_{yn} , R_{un} и γ_m следует принимать:

для металла конструкций, изготовленных до 1950 г., - по полученным при испытаниях минимальным значениям предела текучести и временного сопротивления, $\gamma_m = 1,2$;

R_y для пудлинговой стали должно быть не более 170 Н/мм², для конвертерной, мартеновской и электростали – не более 210 Н/мм²;

для металла конструкций, изготовленных после 1950 г.:

а) при наличии сертификата - по минимальным значениям предела текучести и временного сопротивления, установленным в НД, по которым изготовлена данная металлопродукция; $\gamma_m = 1,15$ - для проката, изготовленного до 1982 г.; $\gamma_m = 1,1$ - для проката, изготовленного после 1982 г.; $\gamma_m = 1,05$ - для проката, изготовленного после 1988 г. по НД, использующей статистическую процедуру контроля свойств проката;

б) при отсутствии сертификата (по результатам исследований металла согласно 18.2.2, а также по сведениям о виде проката и времени строительства следует определять марку стали и нормативный документ, по которому изготовлена данная металлопродукция) - по минимальным значениям предела текучести и временного сопротивления, установленным в нормативном документе для данной продукции, $\gamma_m = 1,15$;

в) в случаях, когда идентифицировать сталь не удалось, - по минимальному результату испытаний, $\gamma_m = 1,15$; R_y должно быть не более 210 Н/мм².

18.2.5 Расчетные сопротивления сварных соединений сохраняемых конструкций, подлежащих реконструкции или усилению, следует назначать с

учетом марки стали, сварочных материалов, видов сварки, положения швов и способов их контроля, примененных в конструкциях.

При отсутствии установленных нормами необходимых данных следует принимать:

для угловых швов $R_{wf}=R_{wz}=0,44R_{un}$; $\beta_f=0,7$ и $\beta_z=1,0$, считая при этом $\gamma_c=0,8$;

для растянутых стыковых швов $R_{wy}=0,55R_y$ в конструкциях, изготовленных до 1972 г., и $R_{wy}=0,85R_y$ – после 1972 г. Уточнять несущую способность сварных соединений следует по результатам испытаний образцов, взятых из конструкции.

18.2.6 Расчетные сопротивления срезу и растяжению болтов, а также смятию элементов, соединяемых болтами, следует определять согласно 6.5. Если невозможно установить класс прочности болтов, то значения расчетных сопротивлений одноболтовых соединений следует принимать: $R_{bs}=150$ Н/мм² и $R_{bt}=160$ Н/мм².

18.2.7 Расчетные сопротивления заклепочных соединений следует принимать по таблице 48.

Если в исполнительной документации отсутствуют указания о способе образования отверстий и материале заклепок и установить их по имеющимся данным не представляется возможным, расчетные сопротивления следует принимать по таблице 48, как для соединений на заклепках группы С из стали марки Ст2.

Расчет заклепочных соединений следует выполнять согласно формулам 14.2.9, принимая $R_{bs}=R_{rs}$; $R_{bp}=R_{rp}$; $R_{bt}=R_{rt}$; $A_b=A_{bn}=A_r=0,785d_r^2$; $\gamma_b=1$; $d_b=d_r$.

Т а б л и ц а 48

Напряженное состояние	Условное обозначение	Группа соединения	Расчетное сопротивление заклепочного соединения, Н/мм ²		
			срезу и растяжению заклепок из стали марок		смятию соединяемых элементов
			Ст2, Ст3	09Г2	
Срез	R_{rs}	В	180	220	-
		С	160	-	-

Напряженное состояние	Условное обозначение	Группа соединения	Расчетное сопротивление заклепочного соединения, Н/мм ²		
			срезу и растяжению заклепок из стали марок		смятию соединяемых элементов
			Ст2, Ст3	09Г2	
Растяжение (отрыв головки)	R_{rt}	В, С	120	150	-
Смятие	R_{rp}	В	-	-	$R_{rp}=2R_y$
		С	-	-	$R_{rp}=1,7R_y$
П р и м е ч а н и я					
1 К группе В следует относить соединения, в которых заклепки поставлены в отверстия, сверленные в собранных элементах или в деталях по кондукторам; к группе С – соединения, в которых заклепки поставлены в отверстия, продавленные или сверленные без кондуктора в отдельных деталях.					
2 При применении заклепок с потайными или полупотайными головками расчетные сопротивления заклепочных соединений срезу и смятию следует понижать умножением на коэффициент 0,8. Работа указанных заклепок на растяжение не допускается.					

18.3 Усиление конструкций

18.3.1 Конструкции, эксплуатируемые при расчетной температуре -45°C и изготовленные из кипящей малоуглеродистой стали, а также из других сталей, у которых по результатам испытаний значения ударной вязкости ниже гарантированных государственными стандартами по сталям для групп конструкций в соответствии с требованиями приложения В, не подлежат усилению или замене при условии, что напряжения в элементах из этих сталей не будут превышать значений, имевшихся до реконструкции. Решение об использовании, усилении или замене конструкций, если эксплуатация их не будет соответствовать указанному условию, следует принимать на основании заключения.

18.3.2 Расчетную схему конструкции следует принимать с учетом особенностей ее действительной работы, в том числе с учетом фактических отклонений геометрической формы, размеров сечений, условий закрепления и выполнения узлов сопряжения элементов.

Проверочные расчеты элементов конструкций и их соединений следует выполнять с учетом обнаруженных дефектов и повреждений, коррозионного износа, фактических условий сопряжения и опирания. Принимая для позиций 4 и 5 таблицы 1 коэффициент условий работы $\gamma_c=1,0$, расчет элементов следует выполнять по деформированной схеме.

18.3.3 Конструкции, не удовлетворяющие требованиям 15.7.1-15.7.5, 17.2 и разделов 7-9, 11-14, а также требованиям СНиП 2.01.07 по ограничению вертикальных прогибов, должны быть усилены или заменены, за исключением случаев, указанных в настоящем подразделе.

Отклонения от геометрической формы, размеров элементов и соединений от номинальных, превышающие допускаемые действующими стандартами и СНиП КР 52-01, но не препятствующие нормальной эксплуатации, не устраняются при условии обеспечения несущей способности конструкций с учетом требований 18.3.2.

18.3.4 Не следует усиливать элементы конструкций, если:

их вертикальные и горизонтальные прогибы и перемещения превышают предельные значения, установленные СНиП 2.01.07, но не препятствуют нормальной эксплуатации, исходя из технологических требований;

их гибкость превышает предельные значения, установленные в 10.4, но отклонения положения конструкций не превышают значений, установленных СНиП КР 52-01, и усилия в элементах не будут возрастать в процессе дальнейшей эксплуатации, а также в тех случаях, когда возможность использования таких элементов проверена расчетом или испытаниями.

18.3.5 При усилении конструкций следует учитывать возможность предварительного напряжения и активного регулирования усилий (в том числе за счет сварки, изменений конструктивной и расчетной схем), а также упругопластическую работу стали, критическую работу тонкостенных элементов и обшивок конструкций в соответствии с действующими нормами.

18.3.6 Конструкции усиления и методы его выполнения должны предусматривать меры по снижению нежелательных дополнительных деформаций элементов в процессе усиления в соответствии с 4.3.5.

Несущая способность конструкций в процессе выполнения работ по усилению должна обеспечиваться с учетом влияния ослаблений сечений дополнительными отверстиями под болты и влияния сварки.

В зависимости от степени нагруженности элементов усиление конструкции должно производиться под полной нагрузкой, с частичной разгрузкой или с полной разгрузкой.

18.3.7 Прерывистые фланговые швы применяются в конструкциях 3-й и 4-й групп (согласно приложению В), эксплуатируемых при расчетной температуре не ниже минус 45°C в неагрессивной или слабоагрессивной среде, для обеспечения совместной работы деталей усиления и существующей конструкции.

Во всех случаях применения угловых швов следует назначать минимально необходимые катеты. Концевые участки швов следует проектировать с катетом большим, чем катет промежуточных участков, и устанавливать их размеры в соответствии с расчетом.

18.3.8 При усилении элементов конструкций применяют комбинированные соединения: заклепочные с фрикционными или заклепочные с болтами класса точности А.

18.3.9 В элементах групп конструкций 1, 2, 3 или 4 (согласно приложению В), подверженных при усилении нагреву вследствие сварки, расчетное напряжение σ_d не должно превышать значений 0,2 R_y ; 0,4 R_y ; 0,6 R_y или 0,8 R_y – соответственно.

Напряжение σ_d следует определять от нагрузок, действующих во время усиления, для неусиленного сечения с учетом фактического состояния конструкций (ослаблений сечения, искривлений элемента и др.).

При превышении указанных напряжений необходима разгрузка конструкций или подведение временных опор.

18.3.10 Основными способами усиления конструкций являются:

увеличение площади поперечного сечения отдельных элементов конструкции;

изменение конструктивной схемы всего каркаса или отдельных элементов его;

регулирование напряжений.

Каждый из этих способов применяется самостоятельно или в комбинации с другим.

18.3.11 При расчете элементов конструкций, усиленных путем увеличения сечения следует учитывать разные расчетные сопротивления материалов конструкции и усиления. Следует принимать одно расчетное сопротивление, равное меньшему из них, если они отличаются не более чем на 15%.

18.3.12 Расчет на прочность и устойчивость элементов, усиленных способом увеличения сечений, следует выполнять с учетом напряжений, существовавших в элементе в момент усиления (с учетом разгрузки конструкций). При этом следует учитывать начальные искривления элементов, смещение центра тяжести усиленного сечения и искривления, вызванные сваркой.

Искривления от сварки при проверке устойчивости элементов при центральном сжатии и сжатии с изгибом следует учитывать введением дополнительного коэффициента условий работы $\gamma_{c,ad}=0,8$.

Проверку на прочность элементов, для которых согласно 18.3.11 принято одно расчетное сопротивление, кроме расчета по формулам (50), (51) и (105), следует выполнять на полное расчетное усилие без учета напряжений, существовавших до усиления, а при проверке стенок балок на местную устойчивость следует использовать дополнительный коэффициент условий работы $\gamma_{c,ad}=0,8$.

18.3.13 Расчет на прочность элементов конструкций, усиливаемых методом увеличения сечений, следует выполнять по формулам:

- а) для центрально растянутых симметрично усиливаемых элементов - (5);
- б) для центрально сжатых симметрично усиливаемых элементов

$$N/(AR_y\gamma_N\gamma_c)\leq 1, \quad (216)$$

где $\gamma_N=0,95$ – коэффициент, принимаемый при усилении без использования сварки;

$\gamma_N=0,95-0,25\sigma_d/R_y$ – коэффициент, принимаемый при усилении с использованием сварки;

в) для несимметрично усиливаемых центрально растянутых, центрально сжатых и внецентренно сжатых элементов

$$\frac{1}{R_y\gamma_M\gamma_c}\left(\frac{N}{A}+\frac{M_x}{I_x}y+\frac{M_y}{I_y}\right)\leq 1, \quad (217)$$

где $\gamma_M=0,95$ – коэффициент для конструкций группы 1;

$\gamma_M=1$ – коэффициент для конструкций групп 2, 3 и 4;

при $N/(AR_y)\geq 0,6$ следует принимать $\gamma_M=\gamma_N$, здесь γ_N следует определять по формуле (216).

Изгибающие моменты M_x и M_y следует определять относительно главных осей усиленного сечения.

18.3.14 Расчет на устойчивость сжатых элементов сплошного сечения в плоскости действия моментов выполняется по формуле

$$N / (\varphi_e A R_{y,ef} \gamma_c) \leq 1, \quad (218)$$

где A – площадь усиленного сечения;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый не более 0,9.

φ_e – коэффициент, определяемый по таблице Д.3 (приложение Д) в зависимости от условной гибкости усиленного элемента и приведенного относительного эксцентриситета $m_{ef} = \eta m_f$, η – коэффициент влияния формы сечения по таблице Д.2 (приложение Д);

$$m_f = e_f (A / W_c), \quad (219)$$

здесь W_c – момент сопротивления для наиболее сжатого волокна;

e_f – эквивалентный эксцентриситет, учитывающий особенности работы усиленного стержня и определяемый по формуле

$$e_f = e + f_{жс} + k_w f_w, \quad (220)$$

где e – эксцентриситет продольной силы относительно центральной оси усиленного сечения после усиления; в тех случаях, когда эксцентриситет продольной силы остается неизменным, его значение определяется выражением $e = e_0 - e_A$, где e_A – смещение центра тяжести сечения при усилении, принимаемое со своим знаком (рисунок 23, а) и б);

в общем случае сжатия с изгибом, а также в случае приложения дополнительных продольных или поперечных сил после усиления, величина e определяется выражением $e = M / N$, где M – расчетный момент относительно центральной оси усиленного сечения; при несимметричном усилении центрально сжатого (первоначально) элемента в качестве e_0 случайный эксцентриситет учитывается с таким знаком, чтобы учесть наиболее неблагоприятный случай;

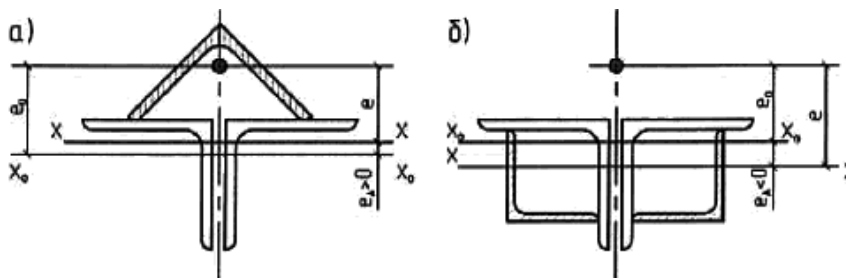


Рисунок 23 – К определению эксцентриситета продольной силы при положительном (а) и отрицательном (б) значениях

$f_{жс}$ – определяется по формуле

$$f_{жс} = f_0 \left(1 - \alpha_N \frac{\sum L_r}{L_0 + \sum L_r} \right), \quad (221)$$

здесь f_0 – начальный прогиб усиливаемого элемента; в расчетах сжатых стержней на устойчивость значение f_0 определяется от расчетных начальных нагрузок; в расчетах на деформативность – от нормативных начальных нагрузок;

$\sum L_r$ – сумма моментов инерции элементов усиления, присоединяемых одновременно, относительно их собственных центральных осей, перпендикулярных к плоскости изгиба;

$\alpha_N = N_{\vartheta} / (N_{\vartheta} - N_0)$ – коэффициент, учитывающий влияние продольной силы:

при расчете изгибаемых элементов $\alpha_N = 1$;

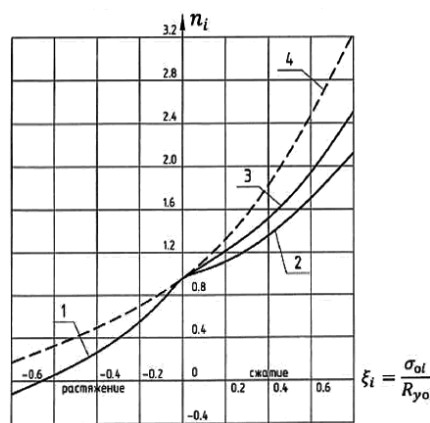
при малых значениях собственных моментов инерции элементов усиления ($\sum L_r / L < 0,1$) деформации не учитывают и $f_{жс} = f_0$;

при присоединении элементов усиления к плоским поверхностям усиливаемого элемента, например, параллельным плоскости изгиба, принимается и $f_{жс} = f_0$;

f_w – дополнительный остаточный прогиб, возникающий вследствие приварки элементов усиления, определяется по формуле

$$f_w = \alpha_N a \frac{V l_0^2}{8l} \sum n_i y_i, \quad (222)$$

здесь a – средний коэффициент прерывности шпоночного шва с учетом протяженности концевых его участков (при сплошных швах $a=1$); $V=0,04 k_f^2$ – параметр продольного укорочения элемента от наложения одиночного шва; k_f – катет связующих швов, см; $l_0 = l_{ef}$ – расчетная длина элемента в плоскости изгиба (для однопролетных балок l_0 – пролет балки); y_i – расстояние от i -го шва до центральной оси усиленного сечения, принимаемое со своим знаком; n_i – коэффициент, учитывающий начальное напряженно-деформированное состояние элемента и схему его усиления и зависящий от $\xi_i = \sigma_{0i} / R_{y0}$ – коэффициента, характеризующего уровень начальных напряжений в зоне i -го шва в наиболее нагруженном сечении элемента (рисунок 24).



1 – в растянутой зоне сечения; 2 – в сжатой зоне, в расчетах на устойчивость; 3 – в сжатой зоне в расчетах на деформативность; 4 – в растянутой и сжатой зонах сечения при схемах усиления, связанных с наложением двусторонних швов

Рисунок 24 – Зависимости $n(\xi)$ при швах

Если сварочный прогиб f_w является разгружающим фактором (знак f_w не совпадает со знаком суммы $(s+f_{жс})$) и приводит к уменьшению абсолютной величины эквивалентного эксцентриситета, то значение k_w принимается равным 0,5; в противном случае $k_w=1$.

18.3.15 При расчете на устойчивость элементов при центральном сжатии и сжатии с изгибом следует принимать для усиленного сечения в целом приведенное значение расчетного сопротивления, вычисляемое по формуле

$$R_{y,ef} = R_y \sqrt{k}, \quad (223)$$

где R_y – расчетное сопротивление основного металла, определяемое согласно требованиям 18.2.4;

k – коэффициент, вычисляемый по формуле

$$k = \left[\frac{R_{ya}}{R_y} \left(1 - \frac{A}{A_a} \right) + \frac{A}{A_a} \right] \left[\frac{R_{ya}}{R_y} \left(1 - \frac{L}{L_a} \right) + \frac{L}{L_a} \right]. \quad (224)$$

Здесь R_{ya} – расчетное сопротивление металла усиления;

A , L – соответственно площадь и момент инерции неусиленного сечения элемента относительно оси, перпендикулярной к плоскости проверки устойчивости;

A_a , L_a – то же, усиленного сечения элемента в целом.

18.3.16 Не требуют усиления существующие стальные конструкции, выполненные с отступлением от требований 14.1.7,

14.1.10, 14.2.2, 15.1, 15.2.1, 15.2.3, 15.3.3-15.3.5, 15.4.2, 15.4.5, 15.5.2, 15.5.4, 15.11.1, 16.14, 16.16, 17.8-17.11, 17.16, при условии, что:

отсутствуют вызванные этими отступлениями повреждения элементов конструкций;

исключены изменения в неблагоприятную сторону условий эксплуатации конструкций;

несущая способность и жесткость обоснованы расчетом с учетом требований 18.3.2, 18.3.4, 18.3.9;

выполняются мероприятия по предупреждению усталостного и хрупкого разрушения конструкций, на которые распространяются требования 12.1.1, 12.1.3 и раздела 13.

При выполнении этих условий для проверок устойчивости центрально сжатых элементов следует принимать тип сечения "b" вместо типа "c" (см. таблицы 7 и Д.1 (приложение Д)).

Приложение А

Основные буквенные обозначения величин

A – площадь сечения брутто;
 A_{bn} – площадь сечения болта нетто;
 A_d – площадь сечения раскосов;
 A_f – площадь сечения полки (пояса);
 A_n – площадь сечения нетто;
 A_w – площадь сечения стенки;
 A_{wf} – площадь сечения по металлу углового шва;
 A_{wz} – площадь сечения по металлу границы сплавления;
 B – бимомент, изгибно-крутящий бимомент;
 E – модуль упругости;
 F – сила;
 G – модуль сдвига;
 I – момент инерции сечения брутто;
 I_b – момент инерции сечения ветви;
 $L_m; L_d$ – моменты инерции сечения пояса и раскосов фермы;
 L_r – момент инерции сечения ребра, планки;
 L_{rl} – момент инерции сечения продольного ребра;
 L_t – момент инерции при свободном кручении;
 $L_x; L_y$ – моменты инерции сечения брутто относительно осей x - x и y - y соответственно;
 $L_{xn}; L_{yn}$ – то же, сечения нетто;
 $L \omega$ – секториальный момент инерции сечения;
 $L \omega n$ – то же, сечения нетто;
 M – момент, изгибающий момент;
 $M_x; M_y$ – моменты относительно осей x - x и y - y соответственно;
 N – продольная сила;
 N_{ad} – дополнительное усилие;
 N_{bm} – продольная сила от момента в ветви колонны;
 Q – поперечная сила, сила сдвига;
 Q_{fic} – условная поперечная сила для соединительных элементов;
 Q_s – условная поперечная сила, приходящаяся на систему планок, расположенных в одной плоскости;
 R_{ba} – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов;
 R_{bp} – расчетное сопротивление смятию одноболтового соединения;

R_{bs} – расчетное сопротивление срезу одноболтового соединения;

R_{bt} – расчетное сопротивление растяжению одноболтового соединения;

R_{bun} – нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению σ_B по национальным стандартам и техническим условиям на болты;

R_{bu} – расчетное сопротивление растяжению U-образных болтов;

R_{byn} – нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным пределу текучести σ_T по национальным стандартам и техническим условиям на болты;

R_{cd} – расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью);

R_{dh} – расчетное сопротивление растяжению высокопрочной проволоки;

R_{lp} – расчетное сопротивление местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании;

R_p – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки);

R_s – расчетное сопротивление стали сдвигу;

R_u – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;

R_{un} – временное сопротивление стали, принимаемое равным минимальному значению σ_B по национальным стандартам и техническим условиям на сталь;

R_v – расчетное сопротивление стали усталости;

R_{wf} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва;

R_{wu} – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений растяжению, сжатию, изгибу по временному сопротивлению;

R_{wun} – нормативное сопротивление металла шва по временному сопротивлению;

R_{ws} – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений сдвигу;

R_{wy} – расчетное сопротивление стыковых сварных соединений растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

R_{wz} – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления;

R_y – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

R_{yf} – то же, для полки (пояса);

R_{yw} – то же, для стенки;

R_{yn} – предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести σ_T по национальным стандартам и техническим условиям на сталь;

S – статический момент сдвигаемой части сечения брутто относительно нейтральной оси;

$W_x; W_y$ – моменты сопротивления сечения брутто относительно осей x - x и y - y соответственно;

$W_c; W_t$ – моменты сопротивления сечения для сжатой и растянутой полки соответственно;

$W_{xn}; W_{yn}$ – моменты сопротивления сечения нетто относительно осей x - x и y - y соответственно;

W_{ω} – секториальный момент сопротивления сечения брутто;

$W_{\omega n}$ – секториальный момент сопротивления сечения нетто;

$W_{c\omega}; W_{t\omega}$ – секториальный момент сопротивления сечения для наиболее сжатой и растянутой точки сечения соответственно;

b – ширина;

b_{ef} – расчетная ширина;

b_f – ширина полки (пояса);

b_r – ширина выступающей части ребра, свеса;

$c_x; c_y$ – коэффициенты для расчета с учетом развития пластических деформаций при изгибе относительно осей x - x , y - y соответственно;

d – диаметр отверстия болта;

d_b – наружный диаметр стержня болта;

e – эксцентриситет силы;

h – высота;

h_{ef} – расчетная высота стенки;

h_w – высота стенки;

i – радиус инерции сечения;

i_{min} – наименьший радиус инерции сечения;

$i_x; i_y$ – радиусы инерции сечения относительно осей x - x , y - y соответственно;

k_f – катет углового шва;

l – длина, пролет;

l_c – длина стойки, колонны, распорки;

l_d – длина раскоса;

l_{ef} – расчетная длина;

l_m – длина панели пояса фермы или колонны;

l_s – длина планки;

l_w – длина сварного шва;

$l_x; l_y$ – расчетные длины элемента в плоскостях, перпендикулярных осям x - x , y - y соответственно;

m – относительный эксцентриситет, $m=eA/W_c$;

r – радиус;

t – толщина;

t_f – толщина полки (пояса);

t_w – толщина стенки;

α_f – отношение площадей сечений полки (пояса) и стенки, $\alpha_f = A_f / A_w$;

$\beta_f; \beta_z$ – коэффициенты для расчета углового шва соответственно по металлу

шва и по металлу границы сплавления;

γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения;

γ_c – коэффициент условий работы;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке;

γ_m – коэффициент надежности по материалу;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности;

γ_u – коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению;

γ_s – коэффициент надежности по устойчивости системы;

η – коэффициент влияния формы сечения;

λ – гибкость, $\lambda = l_{ef} / i$;

$\bar{\lambda}$ – условная гибкость, $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$;

λ_{ef} – приведенная гибкость стержня сквозного сечения;

$\bar{\lambda}_{ef}$ – условная приведенная гибкость стержня сквозного сечения,

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y E};$$

$\bar{\lambda}_f$ – условная гибкость свеса пояса, $\bar{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_y / E}$;

$\bar{\lambda}_{f,1}$ – условная гибкость поясного листа, $\bar{\lambda}_{f,1} = (b_{ef,1} / t_f) \sqrt{R_y / E}$;

λ_w – условная гибкость стенки, $\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w) \sqrt{R_y / E}$;

$\bar{\lambda}_{uf}$ – предельная условная гибкость свеса пояса (поясного листа);

$\bar{\lambda}_{uw}$ – предельная условная гибкость стенки;

λ_x ; λ_y – расчетные гибкости элемента в плоскостях, перпендикулярных осям $x-x$ и $y-y$ соответственно;

$|\sigma|$ – абсолютная величина нормального напряжения;

σ_{loc} – местное напряжение;

σ_x ; σ_y – нормальные напряжения, параллельные осям $x-x$ и $y-y$ соответственно;

τ ; τ_{xy} – касательное напряжение;

τ_x ; τ_y – касательные напряжения, параллельные осям $x-x$ и $y-y$ соответственно;

φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии;

$\varphi_{x(y)}$ – коэффициент устойчивости при сжатии;

φ_b – коэффициент устойчивости при изгибе;

φ_e – коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом;

φ_{exy} – коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом в двух плоскостях;

ω – секториальная координата.

Приложение Б

Физические характеристики материалов для стальных конструкций

Т а б л и ц а Б.1 – Физические характеристики материалов для стальных конструкций

Характеристики	Значение
Плотность , кг/м :	
проката и стальных отливок	7850
отливок из чугуна	7200
Коэффициент линейного расширения α , °C ⁻¹	$0,12 \cdot 10^{-4}$
Модуль упругости E , Н/мм ²	
прокатной стали, стальных отливок	$2,06 \cdot 10^{-5}$
отливок из чугуна марок:	
СЧ15	$0,83 \cdot 10^{-5}$
СЧ20, СЧ25, СЧ30	$0,98 \cdot 10^{-5}$
пучков и прядей параллельных проволок	$1,96 \cdot 10^{-5}$
канатов стальных:	
спиральных и закрытых несущих	$1,67 \cdot 10^{-5}$
двойной свивки	$1,47 \cdot 10^{-5}$
двойной свивки с неметаллическим сердечником	$1,27 \cdot 10^{-5}$
Модуль сдвига прокатной стали и стальных отливок G , Н/мм ²	$1,79 \cdot 10^{-5}$
Коэффициент поперечной деформации (Пуассона) ν	0,3
П р и м е ч а н и е – Значения модуля упругости приведены для канатов, предварительно вытянутых усилием, равным не менее 60% разрывного усилия для каната в целом.	

Т а б л и ц а Б.2 – Физические характеристики проводов и проволоки

Наименование материалов	Марка и Номинальное сечение, мм ²	Модуль упругости E , Н/мм ²	Коэффициент линейного расширения α , °C ⁻¹
Алюминиевые провода по ГОСТ 839	А, АНП; 16 800	$0,630 \cdot 10^5$	$0,23 \cdot 10^{-4}$
Медные провода по ГОСТ 839	М; 4 800	$1,300 \cdot 10^5$	$0,17 \cdot 10^{-4}$
Сталеалюминевые провода по ГОСТ 839 при отношении площадей алюминия к стали, равном:	АС, АСК; АСКП, АСКС		
6 6,25	10 и более	$0,825 \cdot 10^5$	$0,192 \cdot 10^{-4}$
0,65	95	$1,460 \cdot 10^5$	$0,139 \cdot 10^{-4}$
4,29-4,39	120 и более	$0,890 \cdot 10^5$	$0,183 \cdot 10^{-4}$
7,71-8,04	150 и более	$0,770 \cdot 10^5$	$0,198 \cdot 10^{-4}$
1,46	185 и более	$1,140 \cdot 10^5$	$0,155 \cdot 10^{-4}$
12,22	330	$0,665 \cdot 10^5$	$0,212 \cdot 10^{-4}$
18,2 18,5	400 и 500	$0,665 \cdot 10^5$	$0,212 \cdot 10^{-4}$
Биметаллическая сталемедная проволока по ГОСТ 3822	БСМ 1		
диаметром, мм:			
1,6 4	2,0 12,5	$1,870 \cdot 10^5$	$0,127 \cdot 10^{-4}$
6	28,2	$1,900 \cdot 10^5$	$0,124 \cdot 10^{-4}$
П р и м е ч а н и е – Значения массы проводов и проволоки следует принимать по ГОСТ 839 и ГОСТ 3822.			

Приложение В

Материалы для стальных конструкций и их расчетные сопротивления

Группы стальных конструкций

Группа 1. Сварные конструкции* или их элементы, работающие в особо тяжелых условиях (согласно ГОСТ 25546), в том числе максимально стесняющих развитие пластических деформаций, или подвергающиеся непосредственному воздействию динамических**, вибрационных или подвижных нагрузок [балки крановых путей; балки рабочих площадок; балки путей подвесного транспорта; элементы конструкций бункерных и разгрузочных эстакад, непосредственно воспринимающих нагрузки от подвижных составов; главные балки и ригели рам при динамической нагрузке; пролетные строения транспортерных галерей; фасонки ферм; стенки, крайки днищ, кольца жесткости, плавающие крыши, покрытия резервуаров и газгольдеров; бункерные балки; оболочки параболических бункеров; стальные оболочки свободно стоящих дымовых труб; сварные специальные опоры больших переходов линий электропередачи (ВЛ) высотой более 60 м; элементы оттяжек мачт и оттяжных узлов].

* Конструкция или ее элемент считается имеющим сварные соединения, если они расположены в местах действия значительных расчетных растягивающих напряжений ($\sigma > 0,3R_y$; $\sigma > 0,3R_{wf}$ или $\sigma > 0,3R_{wz}$) либо в местах, где возможно разрушение сварного соединения, например, из-за значительных остаточных напряжений, что может привести к непригодности к эксплуатации конструкции в целом.

** Конструкции относятся к подвергающимся воздействию динамических нагрузок, если отношение абсолютного значения нормального напряжения, вызванного динамической нагрузкой, к суммарному растягивающему напряжению от всех нагрузок в том же сечении $\alpha > 0,2$ - см. формулу (170).

Группа 2. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке при наличии растягивающих напряжений [фермы; ригели рам; балки перекрытий и покрытий; косоуры лестниц; оболочки силосов; опоры ВЛ, за исключением сварных опор больших переходов; опоры ошиновки открытых распределительных устройств подстанций (ОРУ); опоры транспортерных галерей; прожекторные мачты; элементы комбинированных опор антенных сооружений (АС) и другие растянутые, растянуто-изгибаемые и изгибаемые элементы], а также конструкции и их элементы группы 1 при отсутствии сварных соединений и балки

подвесных путей из двутавров по ГОСТ 19425 при наличии сварных монтажных соединений.

Группа 3. Сварные конструкции либо их элементы, работающие при статической нагрузке, преимущественно на сжатие [колонны; стойки; опорные плиты; элементы настила перекрытий; конструкции, поддерживающие технологическое оборудование; вертикальные связи по колоннам с напряжениями в расчетных сечениях связей свыше $0,4R_y$; анкерные, несущие и фиксирующие конструкции (опоры, ригели жестких поперечин, фиксаторы) контактной сети транспорта; опоры под оборудование ОРУ, кроме опор под выключатели; элементы стволов и башен АС; колонны бетоновозных эстакад; прогоны покрытий и другие сжатые и сжато-изгибаемые элементы], а также конструкции и их элементы группы 2 при отсутствии сварных соединений.

Группа 4. Вспомогательные конструкции зданий и сооружений (связи, кроме указанных в группе 3; элементы фахверка; лестницы; трапы; площадки; ограждения; металлоконструкции кабельных каналов; вспомогательные элементы сооружений и т.п.); сооружения класса КС-1 (ГОСТ 27751) - теплицы; парники; здания, в которых не предусматривается постоянное пребывание людей (мобильные сборно-разборные и контейнерного типа, временные склады и сооружения с ограниченным сроком службы, шпунтовые ограждения котлованов, временные опоры и т.п.), а также конструкции и их элементы группы 3 при отсутствии сварных соединений.

Примечания

1 При назначении стали для конструкций зданий и сооружений класса КС-3 (ГОСТ 27751) номер группы конструкций следует уменьшать на единицу (для групп 2-4).

2 При толщине проката $t > 40$ мм номер группы конструкций следует уменьшать на единицу (для групп 2-4); при толщине проката $t \leq 6$ мм – увеличивать на единицу (для групп 1-3).

Т а б л и ц а В.1 – Нормируемые показатели ударной вязкости проката и труб ¹⁾

Расчетная температура, °С	Группа конструкций	Нормативное сопротивление стали, Н/мм ²								
		$R_{yn} < 290$		$290 \leq R_{yn} < 390$		$390 \leq R_{yn} < 440$		$440 \leq R_{yn} < 540$		$R_{yn} \geq 540$
		Показатели ударной вязкости KCV, Дж/см ^{2 5) 6)}								
		при температуре испытаний на ударный изгиб, °С								
		+20	0	-20	-40	-40	-60	-40	-60	-60
$t \geq -45$	1, 2, 3	-	34	34	+	34	+	66/34 ₄₎	40	66
	4	+ ²⁾	34 ₃₎	+	+	+	+	+	+	-
$-45 > t \geq -55$	1	-	-	-	34	34	+	66/34 ₄₎	+	66
	2, 3	-	34	34	+	34	+	66/34 ₄₎	+	66
	4	-	34	34 ³⁾	+	+	+	+	+	-
$t \leq -55$	1, 2, 3	-	-	-	34	-	34	-	66/34 ₄₎	66
	4	-	-	34	+	+	+	+	+	-
Знак " - " означает, что применение стали с такими гарантиями не допускается; знак " + " - допускается использовать фактические результаты механических свойств в поставленной партии проката при нормативных значениях KCV⁻²⁰, KCV⁻⁴⁰, KCV⁻⁶⁰ ≥ 34 Дж/см² и для сталей с $R_{yn} \geq 440$ Н/мм² при KCV⁻⁴⁰, KCV⁻⁶⁰ $\geq 66/34$ Дж/см². ¹⁾ Нормы устанавливаются на основании испытаний на ударный изгиб образцов с острым V-образным надрезом проката с толщиной не менее 5 мм и труб с толщиной стенки не менее 5 мм. В случае толщины элемента менее 5 мм, проведение испытаний не требуется. ²⁾ Применяются стали С235 без гарантий по ударной вязкости. ³⁾ Для сооружений с ограниченным сроком службы и пребыванием в них людей. ⁴⁾ Числитель - нормативные значения для листовой стали и труб; знаменатель - для фасонного проката. ⁵⁾ В листовом прокате испытываются поперечные образцы, в широкополосном универсальном, фасонном, сортовом прокате, в трубах и профилях - продольные. ⁶⁾ В электросварных трубах нормы распространяются на ударную вязкость основного металла, металла сварного шва и границы сплавления.										

Т а б л и ц а В.2 – Требования по химическому составу

Нормативные сопротивления стали, Н/мм ²	Содержание элементов*, % (не более)			C ₃ , % (не более)
	C	P	S	
$R_{yn} < 290$	0,22	0,040	0,025	-
$290 \leq R_{yn} < 390$	0,14	0,025	0,025	0,45
$390 \leq R_{yn} < 540$	0,12	0,017	0,010	0,46
$540 \leq R_{yn} < 590$	0,13	0,015	0,010	0,47
$R_{yn} \leq 590$	0,15	0,015	0,04	0,60
Предельные отклонения по химическому составу в готовом прокате принимаются по действующему стандарту. ** S+P 0,020%. П р и м е ч а н и я 1 Углеродный эквивалент C₃, %, следует определять по формуле $C_3 = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Cr}{5} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cu}{13} + \frac{V + Nb}{14} + \frac{Mo}{4} + \frac{P}{2},$ где C, Mn, Si, Cr, Ni, Cu, V, Nb, Mo, P - массовые доли элементов, %. 2 Для сталей с нормативным сопротивлением $290 \leq R_{yn} < 390$ Н/мм² повышение содержания углерода до 0,17%. 3 Для двутавров с параллельными гранями полок принимают содержание углерода для сталей С345-1 и С355-1 - до 0,18%; стали С390 - до 0,16%; стали С440 - до 0,17%.				

Т а б л и ц а В.3 – Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального, сортового проката и труб¹⁾

¹⁾ Трубы стальные бесшовные и бесшовные горячедеформированные, а также электросварные прямошовные диаметром 114-530 мм с толщиной стенки от 4,0 до 12,7 мм; диаметром 508-1422 мм с толщиной стенки от 8 до 50 мм и диаметром 530-1420 мм улучшенной свариваемости и хладостойкости для строительных металлических конструкций следует принимать по соответствующим действующим техническим условиям. Трубы диаметром 114-530 мм, сваренные высокочастотной сваркой (ВЧС), следует применять только после объемной термической обработки (ОТО).

Сталь	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление* проката и труб, Н/мм ²		Расчетное сопротивление** проката и труб, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
C235	От 2,0 до 4,0 включ.	235	360	230/225	350/345
C245	От 2,0 до 20 включ.	245	370	240/235	360/350
C255	От 2,0 до 3,9 включ.	255	380	250/245	370/360
	" 4,0 " 10 "	245	380	240/235	370/360
	Св. 10 до 20 "	245	370	240/235	360/350
	" 20 до 40 "	235	370	230/225	360/350
C345	От 2,0 до 10 включ.	345	490	340/330	480/470
C345	От 4,0 до 10 включ.	345	470	340/330	460/450
C355	От 8,0 до 16 включ.	355	490	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	490	340/330	460/450
	" 40 " 60 "	335	490	330/320	460/450
	" 60 " 80 "	325	490	320/310	460/450
	" 80 " 100 "	315	470	310/300	460/450
	" 100 " 160 "	295	470	285/280	460/450
C355-1 C355-K	От 8,0 до 16 включ.	345	490	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	490	340/330	460/450
	" 40 " 50 "	335	490	330/320	460/450
C355П	От 8,0 до 16 включ.	355	490	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	490	340/330	460/450

Окончание таблицы В.3

Сталь	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление* проката и труб, Н/мм ²		Расчетное сопротивление** проката и труб, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С390; С390-1	От 8,0 до 50 включ.	390	520	380/370	505/495
С440	От 8,0 до 50 включ.	440	540	430/420	525/515
С550	От 8,0 до 50 включ.	540	640	525/515	625/610
С590	От 8,0 до 50 включ.	590	685	575/560	670/650
С690	От 8,0 до 50 включ.	690	785	-/650	-/745
* За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в НД. В тех случаях, когда эти значения в НД приведены только в одной системе единиц - кгс/мм², нормативные сопротивления, Н/мм², следует вычислять умножением соответствующих значений на 9,81 с округлением до 5 Н/мм². ** Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу, определенные в соответствии с таблицей 3, с округлением до 5 Н/мм². В числителе приведены значения расчетных сопротивлений проката по нормативной документации, в которой используется статистическая процедура контроля свойств проката ($\gamma_m=1,025$); в знаменателе - расчетное сопротивление остального проката при $\gamma_m=1,050$.					

Т а б л и ц а В.4 - Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе фасонного проката в виде двутавров с параллельными гранями полок

Сталь	Толщина полки профилей, мм	Нормативное сопротивление проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление проката, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С255Б; С255Б-1	≤10	255	380	250	370
	Св. 10 до 20 включ	245	370	240	360
	" 20 " 40 "	235	370	230	360
	" 40 " 60 "	235	370	230	360

Окончание таблицы В.4

Сталь	Толщина полки профилей, мм	Нормативное сопротивление проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление проката, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С255Б; С255Б-1	" 60 " 80 "	225	370	220	360
	" 80 " 100 "	215	370	210	360
	>100	200	360	195	350
С345Б	≤10	345	480	335	470
	Св. 10 до 20 включ.	325	470	315	460
	" 20 " 40 "	305	460	300	450
	" 40 " 60 "	285	450	280	440
С345Б-1	≤10	345	490	335	480
	Св. 10 до 20 включ.	325	470	315	460
	" 20 " 40 "	305	460	300	450
	" 40 " 60 "	285	450	280	440
С355Б	≤20	355	470	345	460
	Св. 20 до 40 включ.	345	470	335	460
	" 40 " 60 "	335	470	325	460
	" 60 " 80 "	325	460	315	450
	" 80 " 100 "	315	460	305	450
	>100	295	460	290	450
С355Б-1	≤20	355	470	345	460
	Св. 20 до 40 включ.	345	470	335	460
	" 40 " 60 "	335	470	325	460
С390Б	≤30	390	520	380	505
	Св. 30 до 60 включ.	370	490	360	480
	Св. 60 до 80 включ.	360	480	350	470
	Св. 80 до 100 включ.	350	480	340	470
	>100	330	470	320	460
С440Б	≤20	440	600	430	585
	Св. 20 до 30 включ.	430	560	420	545
	" 30 " 80 "	420	520	410	505
	" 80 " 100 "	400	520	390	505
	>100	380	500	370	490
П р и м е ч а н и е – Цифра 1 в первом столбце означает вариант химического состава					

Т а б л и ц а В.5 - Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе фасонного проката

Сталь	Толщина проката*, мм	Нормативное сопротивление** проката, Н/мм ²		Расчетное сопротивление*** проката, Н/мм ²	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
С245	От 4,0 до 20 включ.	245	370	240/235	360/350
	" 20 " 40 "	235	370	230/225	360/350
С255	От 4,0 до 10 включ.	255	380	250/245	370/360
	" 10 " 20 "	245	370	240/235	360/350
	" 20 " 40 "	235	370	230/225	360/350
С345	От 4,0 до 10 включ.	345	480	340/330	470/460
	" 10 " 20 "	325	470	320/310	460/450
	" 20 " 40 "	305	460	300/290	450/440
С345К	От 4,0 до 10 включ.	345	470	340/330	460/450
С355	От 8,0 до 16 включ.	355	490	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	480	340/330	460/450
С355-1	От 8,0 до 16 включ.	355	490	350/340	460/450
	" 16 " 40 "	345	480	340/330	460/450
С390	От 8,0 до 10 включ.	390	520	380/370	505/495
	" 10 " 20 "	380	500	370/360	480/475
	" 20 " 40 "	370	490	360/350	480/470

* За толщину фасонного проката следует принимать толщину полки.

** За нормативное сопротивление приняты гарантированные значения предела текучести и временного сопротивления, приводимые в национальных стандартах или технических условиях. В тех случаях, когда эти значения в национальных стандартах или технических условиях приведены только в одной системе единиц - кгс/мм², нормативные сопротивления, Н/мм², вычислены умножением соответствующих значений на 9,81 с округлением до 5 Н/мм².

*** Значения расчетных сопротивлений получены делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по материалу, определенные в соответствии с таблицей 3, с округлением до 5 Н/мм². В числителе приведены значения расчетных сопротивлений проката по нормативной документации, в которой используется процедура контроля свойств проката ($\gamma_m=1,025$), в знаменателе - расчетное сопротивление остального проката при $\gamma_m=1,050$.

Т а б л и ц а В.6 – Расчетные сопротивления проката смятию торцевой поверхности, местному смятию в цилиндрических шарнирах, диаметальному сжатию катков

Временное сопротивление, Н/мм ²	Расчетное сопротивление, Н/мм ²		
	смятию		диаметальному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью) R_{cd}
	торцевой поверхности (при наличии пригонки), R_p	местному в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании R_{lp}	
360	351/343	176/171	9/9
370	361/352	180/176	9/9
380	371/362	185/181	9/9
390	380/371	190/185	10/10
400	390/381	195/190	10/10
430	420/409	210/204	10/10
440	429/419	215/209	11/11
450	439/428	220/214	11/11
460	449/438	224/219	11/11
470	459/448	229/224	11/11
480	468/457	234/228	12/12
490	478/467	239/233	12/12
510	498/486	249/243	12/12
540	527/514	263/257	13/13
570	556/543	278/271	14/14
590	576/562	288/281	14/14
П р и м е ч а н и е — В таблице приведены значения расчетных сопротивлений, вычисленные по формулам раздела 6 при $\gamma_m=1,025$ (в числителе) и $\gamma_m=1,050$ (в знаменателе).			

Т а б л и ц а В.7 – Расчетные сопротивления отливок из углеродистой стали

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления, Н/мм ² , отливок из углеродистой стали марок			
		15Л	25Л	35Л	45Л
Растяжение, сжатие и изгиб	R_u				
Сдвиг	R_s	90	110	130	150
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_p	230	270	320	370
Смятие местное в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плоском касании	R_{lp}	110	130	160	180
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)	R_{cd}	6	7	8	10

Т а б л и ц а В.8 - Расчетные сопротивления отливок из серого чугуна

Напряженное состояние	Условное обозначение	Расчетные сопротивления, Н/мм ² , отливок из серого чугуна марок			
		СЧ 15	СЧ 20	СЧ 25	СЧ 30
Растяжение центральное и изгиб	R_t	55	65	85	100
Сжатие центральное и изгиб	R_c	160	200	230	250
Сдвиг	R_s	40	50	65	75
Смятие торцевой поверхности (при наличии пригонки)	R_p	240	300	340	370

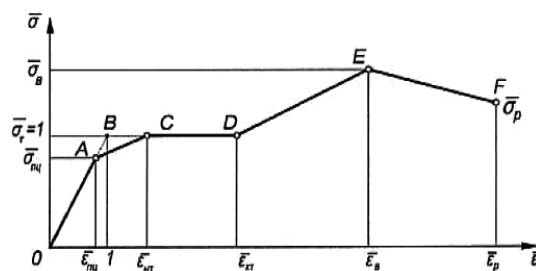


Рисунок В.1 – Обобщенная расчетная диаграмма работы строительных сталей

Т а б л и ц а В.9 – Характеристики сталей для обобщенной расчетной диаграммы работы (см. рисунок В.1)

Параметр диаграммы	Стали				
	C245, C255, C255Б, C255Б-1	C345, C345К, C355, C355-1, C355П, C345Б, C345Б-1, C355Б, C355Б-1	C390, C390-1, C390Б	C440, C440Б	C550, C590
$\overline{\varepsilon}_{ПЦ}$	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9
$\overline{\sigma}_{ПЦ}$	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9
$\overline{\varepsilon}_{ПТ}$	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
$\overline{\sigma}_T$	1	1	1	1	1
$\overline{\varepsilon}_{КТ}$	14,0	16,0	17,0	17,0	18,0
$\overline{\varepsilon}_B$	141,6	88,3	67,1	49,6	26,2
$\overline{\sigma}_B$	1,653	1,415	1,345	1,33	1,16
$\overline{\varepsilon}_p$	251	153	115	87,2	51,1
$\overline{\sigma}_p$	1,35	1,26	1,23	1,20	1,10

Приложение Г

Материалы для соединений стальных конструкций

Т а б л и ц а Г.1 – Материалы для сварки, соответствующие стали

Характеристика стали	Марка материала для сварки			Тип электрода	
	Сварочной проволоки для автоматической и механической сварки		Флюса	Порошковой проволокой	
	В углекислом газе или в его смеси с аргоном	Под флюсом			
$R_{yn} < 290 \text{ Н/мм}^2$	СВ-08Г2С	СВ-08А	АН-348-А	ПП-АН-3 ПП-АН-8	Э42, Э42А
		СВ-08ГА	АН-60* ПФК-56С* ⁴ UF-02; UF-03* ⁵		Э46, Э46А
$290 \text{ Н/мм}^2 \leq R_{yn} < 590 \text{ Н/мм}^2$		СВ-10ГА**	АН-17-М АН-43		Э50, Э50А
		СВ-10Г2** СВ-10НМА	АН-47 АН-348-А*** ПФК-56С* ⁴ UF-02; UF-03* ⁵		

Окончание таблицы Г.1

Характеристика стали	Марка материала для сварки				Тип элек- трода
	Сварочной проволоки для автоматической и механической сварки		Флюса	Порошковой проволокой	
	В углекислом газе или в его смеси с аргоном	Под флюсом			
$R_{yn} \geq 590 \text{ Н/мм}^2$	Св-08Г2С Св- 08ХГСМА	Св-10НМА	АН-17- М ПФК- 56С ^{*4}	ПП-АН-3 ПП-АН-8	360
	Св- 10ХГ2СМА	Св- 08ХН2ГМЮ	UF-02; UF- 03 ^{*5}		370
* Флюс АН-60 и электроды типа Э42, Э46, Э50 следует применять для конструкций групп 2, 3 при расчетных температурах $t \geq -45^\circ\text{C}$. ** Не применять в сочетании с флюсом АН-43. *** Для флюса АН-348-А требуется дополнительный контроль механических свойств металла шва при сварке соединений элементов всех толщин при расчетных температурах -45°C и толщин свыше 32 мм - при расчетных температурах $t \geq -45^\circ\text{C}$. ^{*4} Керамический флюс ПФК-56С по техническим условиям для автоматической сварки стыковых соединений конструкций пролетных строений стальных мостов. ^{*5} Керамический флюс сварочный агломерированный марки UF-02 и марки UF-03 по соответствующим техническим условиям. П р и м е ч а н и е – При соответствующем технико-экономическом обосновании для сварки конструкций используются сварочные материалы (проволоки, флюсы, защитные газы), не указанные в настоящей таблице. При этом механические свойства металла шва, выполняемого с их применением, должны быть не ниже свойств, обеспечиваемых применением материалов, приведенных в настоящей таблице.					

Т а б л и ц а Г.2 – Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		R_{wun} , Н/мм ²	R_{wf} , Н/мм ²
тип электрода	марка проволоки		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А	410	180
Э46, Э46А	Св-08ГА,	450	200
Э50, Э50А	Св-08Г2С, Св-10ГА, ПП-АН-8, ПП-АН-3	490	215
Э60	Св-08Г2С*, Св-10НМА, Св-10Г2	590	240
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685	280
Э85	-	835	340
* Только для швов с катетом $k_f \leq 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 Н/мм ² и более.			

Т а б л и ц а Г.3 – Требования к болтам при различных условиях их применения

Расчетная температура t , °C	Класс прочности болтов и требования к ним (по НД) в конструкциях,			
	не рассчитываемых на усталость		рассчитываемых на усталость	
	при работе болтов на			
	растяжение или срез	срез	растяжение или срез	срез
≥ -45	5.6	5.6	5.6	5.6
	-	5.8	-	-
	8.8	8.8	8.8	8.8
	10.9	10.9	10.9	10.9
	-	12.9	-	12.9
$-45 > t \geq -55$	5.6	5.6	5.6	5.6
	8.8	8.8	8.8 ¹⁾	8.8
	10.9	10.9	10.9 ¹⁾	10.9

Окончание таблицы Г.3

Расчетная температура t , °C	Класс прочности болтов и требования к ним (по НД) в конструкциях,			
	не рассчитываемых на усталость		рассчитываемых на усталость	
	при работе болтов на			
	растяжение или срез	срез	растяжение или срез	срез
-45> t -55	-	12.9	-	12.9
<-55	5.6	5.6	-	5.6
	8.8 ¹⁾	8.8	8.8 ¹⁾	8.8
	10.9 ¹⁾	10.9	10.9 ¹⁾ -	10.9
	-	12.9	-	12.9
¹⁾ С требованием испытания на разрыв на косой шайбе.				

Т а б л и ц а Г.4 - Марки стали фундаментных болтов и условия их применения

Конструкции	Марки стали при расчетной температуре, $t^{\circ}\text{C}$		
	≥ -45	$-45 > t \geq -55$	< -55
Конструкции, кроме опор воздушных линий электропередачи, распределительных устройств и контактной сети	Ст3пс2, Ст3сп2 20 -	Ст3пс4, Ст3сп4 - 09Г2С-4	- - - 09Г2С-4
Для U-образных болтов, а также фундаментных болтов опор воздушных линий электропередачи, Распределительных устройств и контактной сети	Ст3пс4, Ст3сп4 -	- - 09Г2С-4	- - 09Г2С-6

Т а б л и ц а Г.5 – Нормативные сопротивления стали болтов и расчетные сопротивления одноболтовых соединений срезом и растяжению, Н/мм²

Класс прочности болтов	R_{bun}	R_{byn}	R_{bs}	R_{bt}
5.6	500	300	210	225
5.8	500	400	210	-
8.8	830	664	332	451
10.9	1040	936	416	728
12.9	1220	1098	427	854

Т а б л и ц а Г.6 – Расчетные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами

Временное сопротивление стали соединяемых элементов R_{un} , Н/мм ²	Расчетные сопротивления R_{bp} , Н/мм ² , смятию элементов, соединяемых болтами класса точности	
	А	В
360	560	475
370	580	485
380	590	500
390	610	515
430	670	565
440	685	580
450	700	595
460	720	605
470	735	620
480	750	630
490	765	645
510	795	670
540	845	710
570	890	750
590	920	775
П р и м е ч а н и е – Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам раздела 4 с округлением до 5 Н/мм ² .		

Т а б л и ц а Г.7 – Расчетные сопротивления растяжению фундаментных болтов

Номинальный диаметр болтов, мм	Расчетные сопротивления R_{ba} , Н/мм ² , болтов из стали	
	Ст3пс4, Ст3пс2, Ст3сп4, Ст3сп2	09Г2С-4, 09Г2С-6
12, 16, 20	200	265
24, 30	190	245
36	190	230
42, 48, 56	180	230
64, 72, 80	180	220
90, 100	180	210
110, 125, 140	165	210
П р и м е ч а н и я 1 Сталь должна поставляться по 1-й группе. 2 Значения расчетных сопротивлений, указанные в таблице, вычислены по формулам пункта 6.6 с округлением до 5 Н/мм². 3 Расчетные сопротивления болтов из сталей других марок следует вычислять по формулам раздела 6.		

Т а б л и ц а Г.8 – Площади сечения болтов

d , мм	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	42	48
A_b , см ²	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
A_{bn} , см ²	1,57	1,92	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,16	11,20	14,72
П р и м е ч а н и я 1 Площади сечения болтов диаметром свыше 48 мм следует принимать по действующим стандартам. 2 Размеры, заключенные в скобки, следует применять только в конструкциях опор ВЛ и ОРУ.										

Приложение Д

Коэффициенты для расчета на устойчивость центрально и внецентренно сжатых элементов

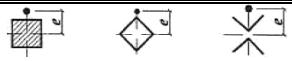
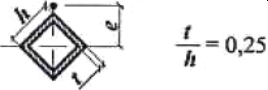
Т а б л и ц а Д.1 – Коэффициенты устойчивости при центральном сжатии

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициенты φ для типа сечения		
	a	b	c
0,4	1000	1000	984
0,6	994	986	956
0,8	981	967	929
1,0	968	948	901
1,2	953	927	872
1,4	938	905	842
1,6	920	881	811
1,8	900	855	778
2,0	877	826	744
2,2	851	794	709
2,4	821	760	672
2,6	786	723	635
2,8	747	683	598
3,0	704	643	562
3,2	660	602	527
3,4	616	562	493
3,6	572	524	460
3,8	526	487	430
4,0	475	453	402
4,2	431	422	375
4,4	393	392	351
4,6	359		329
4,8	330		308
5,0	304		289
5,2	281		271
5,4	261		255

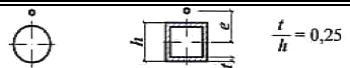
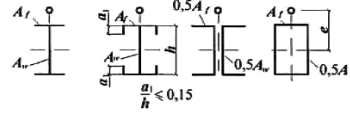
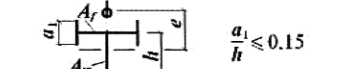
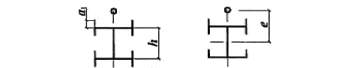
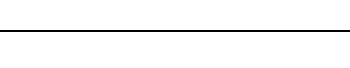
Окончание таблицы Д.1

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Коэффициенты φ для типа сечения		
	a	b	c
5,6	242		241
5,8	226		
6,0	211		
6,2	198		
6,4	186		
6,6	174		
6,8	164		
7,0	155		
7,2	147		
7,4	139		
7,6	132		
7,8	125		
8,0	119		
8,5	105		
9,0	094		
9,5	084		
10,0	076		
Пр и м е ч а н и е – Значения коэффициентов φ в таблице увеличены в 1000 раз.			

Т а б л и ц а Д.2 - Коэффициенты влияния формы сечения

Тип сечения	Схема сечения и эксцентриситет	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения η при			
			$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
1		-	1,0	1,0	1,0	
2	 $\frac{t}{h} = 0,25$	-	0,85	0,85	0,85	
3		-	$0,75 + 0,02\bar{\lambda}$	$0,75 + 0,02\bar{\lambda}$	0,85	

Продолжение таблицы Д.2

Тип се- че- ния	Схема сечения и эксцентриситет	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения η при			
			$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
4		-	$(1,35 - 0,05m) - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,1	1,1	
5		0,2	$(1,45 - 0,05m) - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,2	1,2	
		0,5	$(1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,25	1,25	
		≥ 1, 0	$(1,90 - 0,1m) - 0,012(6 - m)\bar{\lambda}$	$1,4 - 0,02\bar{\lambda}$	1,3	
6		-	$\eta_5 \left(1 - 0,3(5 - m) \frac{a_1}{h} \right)$	η_5	η_5	
7		-	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	$\eta_5 \left(1 - 0,8 \frac{a_1}{h} \right)$	
8		0,25	$(0,75 + 0,05m) + 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0	
		0,5	$(0,5 + 0,1m) + 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0	
		≥ 1	$(0,25 + 0,15m) + 0,03(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0	
9		0,5	$(1,25 - 0,05m) - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0	
		≥ 1	$(1,5 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,0	1,0	
10		0,5	1,4	1,4	1,4	1,4
		1,0	$1,6 - 0,01(5 - m)\bar{\lambda}$	1,6	$1,35 + 0,05m$	1,6
		2,0	$1,8 - 0,02(5 - m)\bar{\lambda}$	1,8	$1,3 + 0,1m$	1,8
11		0,5	$1,45 + 0,04m$	1,65	$1,45 + 0,04m$	1,65
		1,0	$1,8 + 0,12m$	2,4	$1,8 + 0,12m$	2,4
		1,5	$2,0 + 0,25m + 0,1\bar{\lambda}$	-	-	-
		2,0	$3,0 + 0,25m + 0,1\bar{\lambda}$	-	-	-
Примечания						
1 Для типов сечений 5-7 при подсчете значений A_f/A_w площадь вертикальных элементов полок не следует учитывать.						
2 Для типов сечений 6-7 значения η_5 следует принимать равными значениям η для типа 5 при тех же значениях A_f/A_w .						

Т а б л и ц а Д.3 – Коэффициенты устойчивости φ_e при внецентренном сжатии сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Значение φ_e при относительном эксцентриситете m_{ef}								
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093

Продолжение таблицы Д.3

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Значение Φ_e при относительном эксцентриситете m_{ef}								
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
0,5	469	417	370	337	307	280	260	237	222
1,0	427	382	341	307	283	259	240	225	209
1,5	388	347	312	283	262	240	223	207	195
2,0	352	315	286	260	240	222	206	193	182
2,5	317	287	262	238	220	204	190	178	168
3,0	287	260	238	217	202	187	175	166	156
3,5	258	233	216	198	183	172	162	153	145
4,0	232	212	197	181	168	158	149	140	135
4,5	208	192	178	165	155	146	137	130	125
5,0	188	175	162	150	143	135	126	120	117
5,5	170	158	148	138	132	124	117	112	108
6,0	153	145	137	128	120	115	109	104	100
6,5	140	132	125	117	112	106	101	097	094
7,0	127	121	115	108	102	098	094	091	087
8,0	106	100	095	091	087	083	081	078	076

Окончание таблицы Д.3

Условная гибкость $\bar{\lambda}$	Значение Φ_e при относительном эксцентриситете m_{ef}							
	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	210	183	164	150	125	106	090	077
1,0	196	175	157	142	121	103	086	074
1,5	182	163	148	134	114	099	082	070
2,0	170	153	138	125	107	094	079	067
2,5	158	144	130	118	101	090	076	065
3,0	147	135	123	112	097	086	073	063
3,5	137	125	115	106	092	082	069	060
4,0	127	118	108	098	088	078	066	057
4,5	118	110	101	093	083	075	064	055
5,0	111	103	095	088	079	072	062	053
5,5	104	095	089	084	075	069	060	051
Примечания								
1 Значения коэффициентов Φ_e в таблице увеличены в 1000 раз.								
2 Значения Φ_e следует принимать не более значений Φ .								

Т а б л и ц а Д.4 – Коэффициенты устойчивости при внецентренном сжатии сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$	Значение Φ_e при относительном эксцентриситете m								
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333
1,0	872	762	640	553	483	431	387	351	328
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274
3,0	637	545	455	399	356	324	296	275	255
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235
4,0	484	422	357	317	288	264	246	228	215
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196
5,0	350	315	277	250	230	212	201	186	178
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163
6,0	255	237	216	198	183	174	165	156	149
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137
7,0	192	184	168	160	150	141	135	130	125
8,0	148	142	136	130	123	118	113	108	105

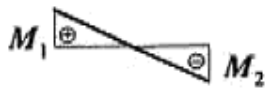
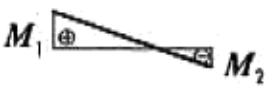
Продолжение таблицы Д.4

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$	Значение Φ_e при относительном эксцентриситете m								
	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5
0,5	286	250	222	200	182	167	154	143	133
1,0	280	243	218	197	180	165	151	142	131
1,5	271	240	211	190	178	163	149	137	128
2,0	255	228	202	183	170	156	143	132	125
2,5	238	215	192	175	162	148	136	127	120
3,0	222	201	182	165	153	138	130	121	116
3,5	206	187	170	155	143	130	123	115	110
4,0	191	173	160	145	133	124	118	110	105
4,5	176	160	149	136	124	116	110	105	096
5,0	161	149	138	127	117	108	104	100	095

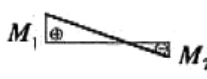
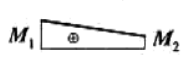
Окончание таблицы Д.4

Условная приведенная гибкость $\bar{\lambda}_{ef}$	Значение Φ_e при относительном эксцентриситете m							
	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
0,5	125	111	100	091	077	067	058	048
1,0	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	096	089	079	073	065	055	048	040
Примечания 1 Значения коэффициентов Φ_e в таблице увеличены в 1000 раз. 2 Значения Φ_e следует принимать не более значений Φ.								

Т а б л и ц а Д.5 – Приведенные относительные эксцентриситеты для внецентренно сжатых стержней с шарнирно опертыми концами

Эпюры моментов	$\bar{\lambda}$	Значение m_{ef} при m_{ef} равном										
		0,1	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	7,0	10,0	20,0
$\delta = -1,0$ 	1	0,10	0,30	0,68	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,17	0,39	0,68	1,03	1,80	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	3	0,10	0,10	0,22	0,36	0,55	1,17	1,95	2,77	4,60	7,40	17,20
	4	0,10	0,10	0,10	0,18	0,30	0,57	1,03	1,78	3,35	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,23	0,48	0,95	2,18	4,40	13,40
	6	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,18	0,40	1,25	3,00	11,40
	7	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,50	1,70	9,50
$\delta = -0,5$ 	1	0,10	0,31	0,68	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,22	0,46	0,73	1,05	1,88	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	3	0,10	0,17	0,38	0,58	0,80	1,33	2,00	2,77	4,60	7,40	17,20
	4	0,10	0,14	0,32	0,49	0,66	1,05	1,52	2,22	3,50	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,26	0,41	0,57	0,95	1,38	1,80	2,95	4,70	13,40
	6	0,10	0,16	0,28	0,40	0,52	0,95	1,25	1,60	2,50	4,00	11,50

Окончание таблицы Д.5

Эпюры моментов	$-\lambda$	Значение m_{ef} при m_{ef} , равном										
		0,1	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	7,0	10,0	20,0
$\delta = -0,5$ 	7	0,10	0,22	0,32	0,42	0,55	0,95	1,10	1,35	2,20	3,50	10,80
$\delta = 0$ 	1	0,10	0,32	0,70	1,12	1,60	2,62	2,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,28	0,60	0,90	1,28	1,96	2,75	3,72	5,65	8,40	18,50
	3	0,10	0,27	0,55	0,84	1,15	1,75	2,43	3,17	4,80	7,40	17,20
	4	0,10	0,26	0,52	0,78	1,10	1,60	2,20	2,83	4,00	6,30	15,40
	5	0,10	0,25	0,52	0,78	1,10	1,55	2,10	2,78	3,85	5,90	14,50
	6	0,10	0,28	0,52	0,78	1,10	1,55	2,00	2,70	3,80	5,60	13,80
	7	0,10	0,32	0,52	0,78	1,10	1,55	1,90	2,60	3,75	5,50	13,00
$\delta = 0,5$ 	1	0,10	0,40	0,80	1,23	1,68	2,62	3,55	4,55	6,50	9,10	19,40
	2	0,10	0,40	0,78	1,20	1,60	2,30	3,15	4,10	5,85	8,60	18,50
	3	0,10	0,40	0,77	1,17	1,55	2,30	3,10	3,90	5,55	8,13	18,00
	4	0,10	0,40	0,75	1,13	1,55	2,30	3,05	3,80	5,30	7,60	17,50
	5	0,10	0,40	0,75	1,10	1,55	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	17,00
	6	0,10	0,40	0,75	1,10	1,50	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,50
	7	0,10	0,40	0,75	1,10	1,40	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,00
Обозначения, принятые в таблице Д.5: $m_{ef,1} = \eta \frac{M_1}{N} \cdot \frac{A}{W_c}; \quad \delta = \frac{M_2}{M_1}$												

Коэффициент c_{max} для расчета на устойчивость сжатых стержней открытого сечения

1 Коэффициент c_{max} для сечений типов 1, 2, 3, приведенных на рисунках в таблице Д.6, следует вычислять по формуле

$$c_{max} = \frac{2}{1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\alpha - \frac{e_x}{h} \right)^2}}, \quad (Д.1)$$

$$\left. \begin{aligned} \delta &= 4\rho/\mu; \\ \text{где } B &= 1 + 2(\beta/\rho)(e_x/h); \\ \mu &= 8\omega + 0,156L_t\lambda_y^2/(Ah^2); \end{aligned} \right\}$$

$\alpha = \alpha_x / h$ – отношение расстояния α_x между центром тяжести и центром изгиба сечения к высоте сечения h ;

$e_x = M_x / N$ – эксцентриситет приложения сжимающей силы относительно оси x - x , принимаемый со своим знаком (в таблице Д.6 приведен со знаком "плюс");

A – площадь сечения.

$$\rho = (L_x + L_y) / (Ah^2) + \alpha^2;$$

$$\omega = L_\omega / (L_y h^2) - \text{здесь } L_\omega - \text{секториальный момент инерции сечения};$$

$$L_t = (k/3) \sum b_i t_i^3 - \text{момент инерции сечения при свободном кручении},$$

b_i и t_i – ширина и толщина листов соответственно, образующих сечение, включая стенку; $k=1,29$ – для двутаврового сечения с двумя осями симметрии; $k=1,25$ – для двутаврового сечения с одной осью симметрии; $k=1,20$ – для таврового сечения, $k=1,12$ – для швеллерного (П-образного) сечения.

2 Коэффициент c_{max} при расчете на устойчивость стержня П-образного сечения на центральное сжатие (тип 4 при обозначениях, принятых в таблице Д.6, и $L_y > L_x$) следует вычислять по формуле (Д.1) при $e_x = 0$ и $\beta = 0$ (тогда $B=1$), учитывая при этом, что

$$A = h t_f (2 + \eta);$$

$$L_\omega = t_f h^3 b^2 (3 + 2\eta) / [12(6 + \eta)] = A h^2 b^2 (3 + 2\eta) / [12(6 + \eta)(2 + \eta)];$$

$$L_y = h t_f b^2 (6 + \eta) / 12 = A b^2 (6 + \eta) / [12(2 + \eta)];$$

$$L_x = t_f h^3 (1 + 2\eta) / [3(2 + \eta)] = A h^2 (1 + 2\eta) / [3(2 + \eta)^2].$$

3 Коэффициент c_{max} при расчете на устойчивость стержня швеллерного сечения (тип 5 при обозначениях, принятых в таблице Д.6, и $L_x > L_y$), следует вычислять по формуле (Д.3)

$$c_{max} = \frac{2}{1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16}{\mu} \left(\alpha - \frac{a_y}{b} \right)^2}}, \quad (\text{Д.3})$$

где $\delta = 4\rho / \mu$;

$$\mu = 8\omega + 0,156 L_t \lambda_x^2 / (A b^2) + \alpha^2;$$

$\alpha = a_y / b$ – отношение расстояния a_y между центром тяжести и центром изгиба сечения к ширине сечения b – см. таблицу Д.6;

$$a_y = 4\eta_1 b(3\eta_1 + 1) / [(2\eta_1 + 1)(6\eta_1 + 1)]$$

$$\rho = (L_x + L_y) / (Ab^2) + \alpha^2;$$

$$L_t = 0,37 \sum b_i t_i^3 \quad b_i \text{ и } t_i - \text{соответственно ширина и толщина листов, образующих}$$

сечение;

$$\omega = L_\omega / (L_x b^2) - \text{см. таблицу Д.6.}$$

При этом:

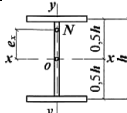
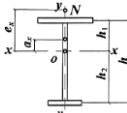
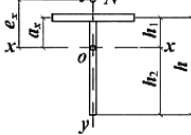
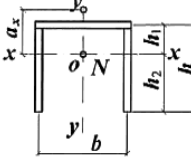
$$A = ht_w(2\eta_1 + 1);$$

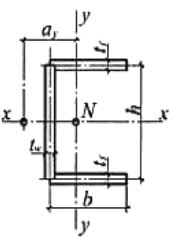
$$L_\omega = \eta_1 t_w h^3 b^2 (3\eta_1 + 2) / [12(6\eta_1 + 1)]$$

$$L_x = t_w h^3 (6\eta_1 + 1) / 12.$$

Формулы для определения ω , α и β или их значения приведены в таблице Д.6.

Т а б л и ц а Д.6 - Коэффициенты ω , α и β

Сечение		ω	α	β
тип	схема			
1		0,25	0	0
2		$\frac{L_1 L_2}{L_y^2}$	$\frac{L_1 h_1 - L_2 h_2}{L_y h}$	По формуле (Ж. 12) приложения Ж
3		0	$\frac{h_1}{h}$	То же
4		$\frac{3 + 2\eta}{(6 + \eta)^2}$	$\frac{4(3 + \eta)}{(2 + \eta)(6 + \eta)}$	0

Сечение		ω	α	β
тип	схема			
5		$\frac{\eta_1(3\eta_1 + 2)}{(6\eta_1 + 1)^2}$	$\frac{4\eta_1(3\eta_1 + 1)}{(2\eta_1 + 1)(6\eta_1 + 1)}$	0
Обозначения, принятые в таблице Д.6: L_1 и L_2 - моменты инерции большего и меньшего поясов соответственно относительно оси симметрии сечения у-у. $\eta = bt_w / ht_f$, $\eta_1 = bt_f / ht_w$, где t_w - толщина стенки; t_f - толщина полки.				

4 Расчет на устойчивость внецентренно сжатых элементов двутаврового сечения с двумя осями симметрии, непрерывно подкрепленных вдоль одной из полок (рисунок Д.1), следует выполнять по формуле (111), в которой коэффициент $c=c_{max}$ следует вычислять по формуле

$$c_{max} = \frac{1 + L_x / L_y + \alpha / 9,87}{1 + 4 \left[i_x^2 + i_y^2 \right] / h^2 + e_x / h} \quad (\text{Д.4})$$

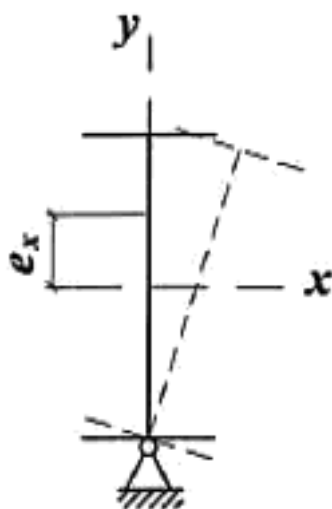


Рисунок Д.1 – Схема сечения элемента, подкрепленного вдоль полки

Коэффициент α следует определять по формуле (Ж.4) приложения Ж.

При определении α значение l_{ef} следует принимать равным расстоянию между сечениями элемента, закрепленными от поворота относительно продольной оси (расстояние между узлами крепления связей, распорок и т.п.).

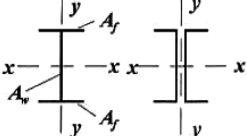
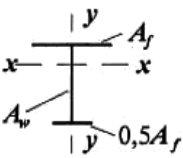
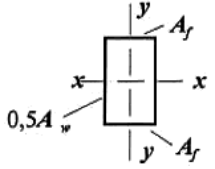
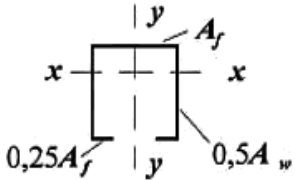
Эксцентриситет $e_x = M_x / N$ в формуле (Д.4) считается положительным, если точка приложения силы смещена в сторону свободной полки; для центрально сжатых элементов $e_x = 0$.

При определении e_x за расчетный момент M_x следует принимать наибольший момент в пределах расчетной длины l_{ef} элемента.

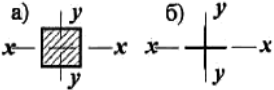
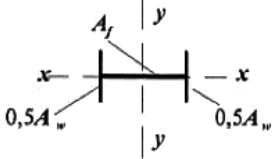
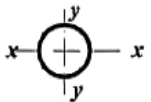
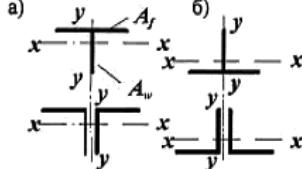
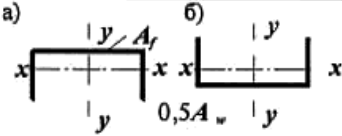
Приложение Е

Коэффициенты для расчета элементов конструкций с учетом развития пластических деформаций

Т а б л и ц а Е.1 - Коэффициенты c_x , c_y , n

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Наибольшие значения коэффициентов		
			c_x	c_y	n при $M_y=0^*$
1		0,25	1,19	1,47	1,5
		0,5	1,12		
		1,0	1,07		
		2,0	1,04		
2		0,5	1,40	1,47	2,0
		1,0	1,28		
		2,0	1,18		
3		0,25	1,19	1,07	1,5
		0,5	1,12	1,12	
		1,0	1,07	1,19	
		2,0	1,04	1,26	
4		0,5	1,40	1,12	2,0
		1,0	1,28	1,20	
		2,0	1,18	1,31	

Продолжение таблицы Е.1

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Наибольшие значения коэффициентов		
			c_x	c_y	n при $M_y=0^*$
5		-	1,47	1,47	а) 2,0 б) 3,0
6		0,25 0,5 1,0 2,0	1,47	1,04 1,07 1,12 1,19	3,0
7		-	1,26	1,26	1,5
8		-	1,60	1,47	а) 3,0 б) 1,0
9		0,5 1,0 2,0	1,60	1,07 1,12 1,19	а) 3,0 б) 1,0
* При этом следует принимать $n=1,5$, за исключением сечения типа 5 а), для которого $n=2$, и типа 5, б), для которого $n=3$.					

Окончание таблицы Е.1

Тип сече- ния	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Наибольшие значения коэффициентов		
			c_x	c_y	n при $M_y=0^*$
П р и м е ч а н и я					
1 Коэффициенты для промежуточных значений A_f/A_w следует определять линейной интерполяцией.					
2 Значение коэффициентов c_x, c_y следует принимать не более $1,15 \gamma_f$, где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, определяемый как отношение расчетного значения эквивалентной (по значению изгибающего момента) нагрузки к нормативному.					

Т а б л и ц а Е.2 – Коэффициенты $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ для расчета на изгиб прямоугольных плит, опертых по четырем и трем сторонам

Плиты		При b/a											
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2
Опер- тые по четы- рем сторо- нам	α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125
	α_2	0,048	0,049	0,050	0,050	0,050	0,050	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046	0,037
Опер- тые по трем сто- ронам	α_3	При a_1/d_1											
		0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2		
		0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133		
Обозначения, принятые в таблице Е.2: b – длинная сторона; a - короткая сторона; d_1 - длина свободной стороны; a_1 - длина стороны, перпендикулярной к свободной.													

Приложение Ж

Коэффициент устойчивости при изгибе φ_b

Ж.1 Коэффициент φ_b для расчета на устойчивость изгибаемых элементов двутаврового, таврового и швеллерного сечения следует определять в зависимости от расстановки связей, раскрепляющих сжатый пояс, вида нагрузки и места ее приложения. При этом предполагается, что нагрузка действует в плоскости наибольшей жесткости ($L_x > L_y$), а опорные сечения закреплены от боковых смещений и поворота.

Ж.2 Для балки и консоли двутаврового сечения с двумя осями симметрии коэффициент φ_b следует принимать равным:

при $\varphi_1 \leq 0,85$

$$\varphi_b = \varphi_1; \quad (\text{Ж.1})$$

при $\varphi_1 > 0,85$

$$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_1 \leq 1, \quad (\text{Ж.2})$$

где значение φ_1 следует вычислять по формуле

$$\varphi_1 = \psi \frac{L_y}{L_x} \left(\frac{h_y}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y}, \quad (\text{Ж.3})$$

где ψ – коэффициент, вычисляемый согласно требованиям Ж.3;

h – полная высота сечения прокатного двутавра или расстояние между осями поясов (пакетов поясных листов) составного двутавра;

l_{ef} – расчетная длина балки или консоли, определяемая согласно 8.4.2.

Ж.3 Значение коэффициента ψ в формуле (Ж.3) следует вычислять по формулам таблиц Ж.1 и Ж.2 в зависимости от числа закреплений сжатого пояса, вида нагрузки и места ее приложения, а также от коэффициента α , равного:

а) для прокатных двутавров

$$\alpha = 1,54 \frac{L_t}{L_y} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2, \quad (\text{Ж.4})$$

где L_t – момент инерции при свободном кручении, определяемый согласно приложению Д;

h – полная высота сечения;

б) для составных двутавров из листов со сварными или фрикционными поясными соединениями

$$\alpha = 8 \left(\frac{l_{ef} t_f}{h b_f} \right)^2 \left(1 + \frac{a t_f^3}{b_f t_f^3} \right), \quad (\text{Ж.5})$$

где для сварных двутавров из трех листов:

t_f и b_f – толщина и ширина пояса балки;

h – расстояние между осями поясов;

$a=0,5h$;

t – толщина стенки ($t=t_w$);

для составных двутавров с фрикционными поясными соединениями:

t_f – суммарная толщина листов пояса и полки поясного уголка;

b_f – ширина листов пояса;

h – расстояние между осями пакетов поясных листов;

a – ширина вертикальной полки поясного уголка за вычетом толщины его полки;

t – суммарная толщина стенки и вертикальных полок поясных уголков.

Если на участке балки l_{ef} эпюра M_x по своему очертанию отличается от приведенных в таблице Ж.1, то значение определяют по формулам для наиболее близкой по очертанию эпюры M_x , в которую может быть вписана фактическая эпюра.

В случаях, когда у консоли балки сжатый пояс закреплен от бокового перемещения в конце или по ее длине, значение ψ принимается равным:

при сосредоточенной нагрузке, приложенной к растянутому поясу на конце консоли, $\psi = 1,75\psi_1$, где значение ψ_1 следует принимать согласно примечанию к таблице Ж.1;

в остальных случаях - как для консоли без закреплений.

Ж.4 Для разрезной балки двутаврового сечения с одной осью симметрии (рисунок Ж.1) коэффициент следует определять по таблице Ж.3, где значения φ_1 , φ_2 и n следует вычислять по формулам:

$$\varphi_1 = \psi_a \frac{L_y}{L_x} \cdot \frac{2hh_1}{l_{ef}^2} \cdot \frac{E}{R_y}; \quad (\text{Ж.6})$$

$$\varphi_2 = \psi_a \frac{L_y}{L_x} \cdot \frac{2hh_2}{l_{ef}^2} \cdot \frac{E}{R_y}; \quad (\text{Ж.7})$$

$$n = \frac{L_1}{L_1 + L_2}. \quad (\text{Ж.8})$$

В формулах (Ж.6)-(Ж.8) обозначено:

ψ_a - коэффициент, вычисляемый по формуле

$$\psi_a = \left(B + \sqrt{B^2 + C} \right) D; \quad (\text{Ж.9})$$

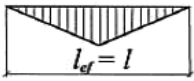
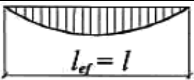
h – расстояние между осями поясов;

h_1 и h_2 – расстояние от центра тяжести сечения до оси более развитого и менее развитого поясов соответственно;

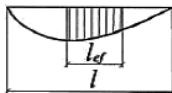
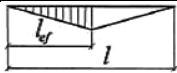
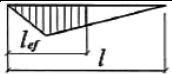
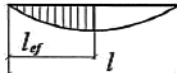
l_{ef} – расчетная длина балки, определяемая согласно 8.4.2;

L_1 и L_2 – моменты инерции сечения более развитого и менее развитого поясов относительно оси симметрии сечения балки соответственно.

Т а б л и ц а Ж.1 – Коэффициент ψ для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии

Число закреп- лений сжатого пояса в пролете	Вид нагрузки в пролете	Эпюра M_x на участке l_{ef}	Пояс, к которому прило- жена нагрузка	Коэффициент ψ при значениях α	
Без закреп- лений	Сосредо- точная		Сжатый	$1,75 + 0,09\alpha$	$3,3 + 0,053\alpha - 4,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
			Растяну- тый	$5,05 + 0,09\alpha$	$6,6 + 0,053\alpha - 4,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
Без закреп- лений	Равномерно распределен- ная		Сжатый	$1,60 + 0,08\alpha$	$3,15 + 0,04\alpha - 2,7 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
			Растяну- тый	$3,80 + 0,08\alpha$	$5,35 + 0,04\alpha - 2,7 \cdot 10^{-5} \alpha^2$

Окончание таблицы Ж.1

Число закреп- лений сжатого пояса в пролете	Вид нагрузки в пролете	Эпюра M_x на участке l_{ef}	Пояс, к котором у прило- жена нагрузка	Коэффициент Ψ при значениях α	
Два и более, делящи е пролет l на равные части	Любая		Любой	$2,25 + 0,07\alpha$	$3,6 + 0,04\alpha - 3,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
Одно в середине	Сосредо- точная в середине		Любой	$1,75\psi_1$	
	Сосредо- точная в четверти		Сжатый Растя- нутый	$1,14\psi_1$ $1,60\psi_1$	
	Равно- мерно распре- деленная		Сжатый Растя- нутый	$1,14\psi_1$ $1,30\psi_1$	
П р и м е ч а н и е – Значение Ψ_1 следует принимать равным Ψ при двух и более закреплениях сжатого пояса в пролете.					

Т а б л и ц а Ж.2 – Коэффициент ψ для жестко заделанных консолей двутаврового сечения с двумя осями симметрии

Вид нагрузки	Пояс, к которому приложена нагрузка	Коэффициент ψ при отсутствии закреп-лений сжатого пояса и при значениях α	
		$4 \leq \alpha \leq 28$	$28 < \alpha \leq 100$
Сосредоточенная на конце консоли	Растянутый	$1,0 + 0,16\alpha$	$4,0 + 0,05\alpha$
	Сжатый	$6,2 + 0,08\alpha$	$7,0 + 0,05\alpha$
Равномерно распределенная	Растянутый	$1,42\sqrt{\alpha}$	

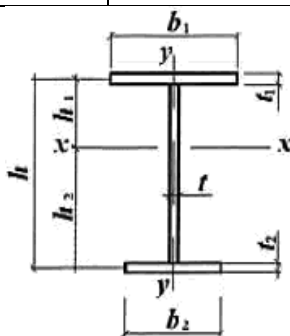


Рисунок Ж.1 – Схема двутаврового сечения с одной осью симметрии

Т а б л и ц а Ж.3 – Коэффициент φ_b

Сжатый пояс	Коэффициент φ_b при значении φ_2	
	до 0,85	свыше 0,85
Более развитый	$\varphi_1 \leq 1$	$\varphi_1 \left[0,21 + 0,68 \left(\frac{n}{\varphi_1} + \frac{1-n}{\varphi_2} \right) \right] \leq 1$
Менее развитый	φ_2	$0,68 + 0,21\varphi_2 \leq 1$

Ж.5 Значения B , C и D в формуле (Ж.9) определяют по таблицам Ж.4 и Ж.5 в зависимости от коэффициентов:

$$\delta = n + 0,734\beta; \quad (\text{Ж.10})$$

$$\mu = n + 1,145\beta; \quad (\text{Ж.11})$$

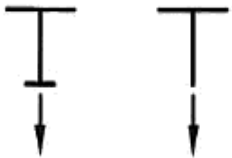
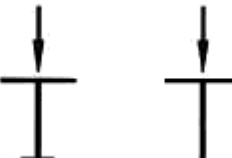
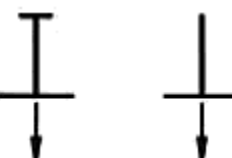
$$\beta = (2n - 1) \left\{ 0,47 - 0,035 \left(\frac{b_1}{h} \right) \left[1 + \frac{b_1}{h} - 0,072 \left(\frac{b_1}{h} \right)^2 \right] \right\}; \quad (\text{Ж.12})$$

$$\eta = (1 - n) \left[9,87n + 0,385 \frac{L_t}{L_2} \left(\frac{l_{ef}}{h} \right)^2 \right], \quad (\text{Ж.13})$$

где значения n , b_1 , h , L_2 , l_{ef} следует принимать согласно настоящему приложению, а L_t - согласно приложению Д.

Коэффициент в таблице Ж.5 следует определять по формуле (Ж.4).

Т а б л и ц а Ж.4 – Коэффициент B

Схема сечения и место приложения нагрузки	Коэффициент B при нагрузке		
	сосредоточенной в середине пролета	равномерно распределенной	вызывающей чистый изгиб
	δ	μ	β
	$\delta - 1$	$\mu - 1$	β
	$1 - \delta$	$1 - \mu$	$-\beta$
	$-\delta$	$-\mu$	$-\beta$

Т а б л и ц а Ж.5 - Коэффициенты C и D

Вид нагрузки	Коэффициент C при сечении		Коэффициент D
	двутавровым ($n \leq 0,9$)	тавровым ($n=1,0$)	
Сосредоточенная в середине пролета	$0,330\eta$	$0,0826\alpha$	3,265
Равномерно рас- пределенная	$0,481\eta$	$0,1202\alpha$	2,247
Вызывающая чистый изгиб	$0,101\eta$	$0,0253\alpha$	4,315

Ж.6 Для двутаврового сечения при $0,9 < n < 1,0$ коэффициент ψ_a следует определять линейной интерполяцией между значениями, полученными по формуле (232) для двутаврового сечения при $n = 0,9$ и для таврового при $n = 1$.

Для таврового сечения при сосредоточенной или равномерно распределенной нагрузке и $\alpha < 40$ коэффициенты ψ_a следует умножать на $(0,8 + 0,004 \alpha)$.

В балках с менее развитым сжатым поясом при $n > 0,7$ и $5 \leq l_{ef}/b_2 \leq 25$ значение коэффициента φ_2 необходимо уменьшать умножением на $(1,025 - 0,015 l_{ef}/b_2)$ и следует принимать при этом не более 0,95. Значения $l_{ef}/b_2 > 25$ в таких балках не допускаются.

Ж.7 Для балки швеллерного сечения коэффициент φ_b следует принимать равным $\varphi_b = 0,7\varphi_1$, где φ_1 следует определять как для балок двоякосимметричного двутаврового сечения, используя формулы (Ж.3) и (Ж.4), где значения L_x , L_y , L_t следует принимать для швеллера.

Приложение И

Коэффициенты расчетной длины участков ступенчатых колонн

И.1 Коэффициент расчетной длины μ_1 для заземленного в основании нижнего участка одноступенчатой колонны следует принимать:

при верхнем конце колонн, свободном от закреплений, - по таблице И.1;

при закреплении верхнего конца от поворота, но возможности его свободного смещения – по таблице И.2;

при закреплении верхнего конца от смещения по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)}{\beta}}, \quad (\text{И.1})$$

где μ_{12} и μ_{11} – коэффициенты расчетной длины нижнего участка колонны при нагрузках $F_1=0$ и $F_2=0$ соответственно, определяемые при шарнирном опирании верхнего конца по таблице И.3, а при закреплении от поворота – по таблице И.4.

В таблицах И.1-И.4 обозначено:

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{L_1}{\beta L_2}} \quad \text{и} \quad n = \frac{L_2 l_1}{L_1 l_2},$$

где L_1, L_2, l_1, l_2 – моменты инерции сечений и длины нижнего и верхнего участков колонны соответственно;

$$\beta = (F_1 + F_2) / F_2.$$

И.2 Коэффициент расчетной длины μ_2 для верхнего участка одноступенчатой колонны во всех случаях следует определять по формуле

$$\mu_2 = \mu_1 / a_1 \leq 3 \quad (\text{И.2})$$

И.3 Коэффициент расчетной длины для заземленного в основании нижнего участка двухступенчатой колонны (рисунок И.1, а) при условиях закрепления верхнего конца, указанных в таблице И.5, следует определять по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\beta_1 \mu_{m1}^2 + (\beta_2 \mu_{m2}^2 + \mu_{m3}^2) + (1 + \delta_2)^2 L_1 / L_{m1}}{1 + \beta_1 + \beta_2}} \quad (\text{И.3})$$

где $\beta_1 = F_1 / F_3$; $\beta_2 = F_2 / F_3$; $\delta_2 = l_2 / l_1$;

μ_{m1} , μ_{m2} , μ_{m3} – коэффициенты, определяемые по таблице И.5 как для одноступенчатых колонн по рисунку И.1, б, в, г);

$L_{m1} = (L_1 l_1 + L_2 l_2) / (l_1 + l_2)$ – приведенное значение момента инерции сечения участка длиной $(l_1 + l_2)$.

Здесь F_1 , F_2 , F_3 – продольные силы, приложенные к верху нижнего, среднего и верхнего участков колонн с моментами инерции L_1 , L_2 , L_3 и длинами l_1 , l_2 , l_3 соответственно.

Приведенное значение момента инерции сечения участка длиной $(l_2 + l_3)$ на рисунке И.1, б следует определять по формуле

$$L_{m2} = (L_2 l_2 + L_3 l_3) / (l_2 + l_3)$$

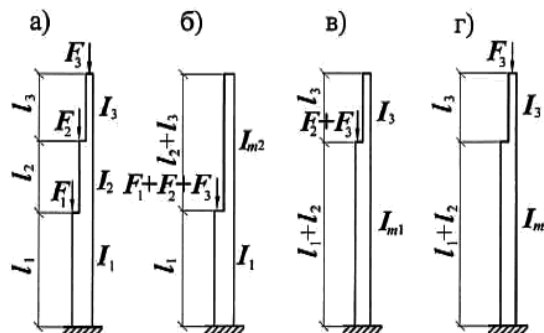


Рисунок И.1 – Схема двухступенчатой колонны (а) и условные схемы загрузок при приложении сил F_1 , F_2 и F_3 , соответственно к нижнему (б), к среднему (в), к верхнему (г) участкам

И.4 Коэффициенты расчетной длины: μ_2 для среднего участка двухступенчатой колонны длиной l_2 и μ_3 для верхнего участка колонны длиной l_3 следует определять по формулам:

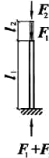
$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_2; \quad (\text{И.4})$$

$$\mu_3 = \mu_1 / \alpha_3 \leq 3, \quad (\text{И.5})$$

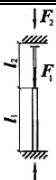
где $\alpha_2 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{L_1(F_2 + F_3)}{L_1(F_1 + F_2 + F_3)}}$;

$\alpha_3 = \frac{l_3}{l_1} \sqrt{\frac{L_1 F_3}{L_3(F_1 + F_2 + F_3)}}$.

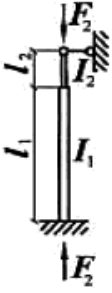
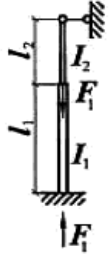
Т а б л и ц а И.1 – Коэффициенты расчетной длины μ_1 для одноступенчатых колонн с верхним концом, свободным от закреплений

Рас-чет ная схе-ма	α_1	Коэффициент μ_1 при значении n																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0, 7	0, 8	0, 9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2, 0	2,5	5, 0	10 ,0	20,0
	0	2, 0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2, 0	2, 0	2, 0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2, 0	2,0	2, 0	2, 0	2,0
	0, 2		2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0				2,0	2,10	2,1	2,1	2,1		2,2			3,38
	0, 4	2, 0	2,0	2,0	2,1	2,2	2,1	2,2	06	2, 07	2, 08	2,3	2,42	2	2,5	2,6	2, 17	2,8	2, 40	2, 76	-
	0, 6	2, 0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	25	2, 28	2, 32	2,8	2,93	2,4	3,1	3,2	66	-	-	-	-
	0, 8	2, 0	2,2	2,4	2,5	2,7	2,8	2,9	59	66	73	3,3	3,55	3,0	-	-	39	-	-	-	-
	1, 0	2, 0	2,5	2,7	2,9	3,1	3,2	3,4	07	17	27	4,0	-	3,7	-	-	-	-	-	-	-
	1, 5	2, 0	3,4	3,7	4,0	4,3	4,6	4,8	59	3, 74	3, 87	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-
	2, 0		4,4	4,9	5,2	5,6	6,0	-	05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2, 5	2, 0	4	0	9	7	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3, 0		5,5	6,0	6,5	7,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		1, 5	3, 0	6,6	7,2	7,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		2, 0		5	5	2									-						
		2, 5		4, 0											-						
		3, 0		5, 0																	
				6, 0																	

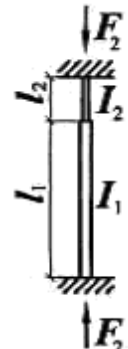
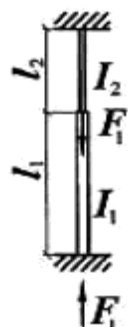
Т а б л и ц а И.2 – Коэффициенты расчетной длины μ_1 для одноступенчатых колонн с верхним концом, закрепленным только от поворота

Расче т-ная схема	α_1	Коэффициент μ_1 при значении n																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10, 0	20, 0
	0	2, 0	1,9 2	1,8 6	1,8 0	1,7 6	1,7 0	1,6 7	1,6 4	1,6 0	1,5 7	1,5 5	1,5 0	1,4 6	1,4 3	1,4 0	1,3 7	1,3 2	1,1 8	1,1 0	1,0 5
	0,2	2, 0	1,9 3	1,8 7	1,8 2	1,7 6	1,7 1	1,6 8	1,6 4	1,6 2	1,5 9	1,5 6	1,5 2	1,4 8	1,4 5	1,4 1	1,3 9	1,3 3	1,2 0	1,1 1	-
	0,4	2, 0	1,9 4	1,8 8	1,8 3	1,7 7	1,7 5	1,7 2	1,6 9	1,6 6	1,6 2	1,6 1	1,5 7	1,5 3	1,5 0	1,4 8	1,4 5	1,4 0	-	-	-
	0,6	2, 0	1,9 5	1,9 1	1,8 6	1,8 3	1,7 9	1,7 7	1,7 6	1,7 2	1,7 1	1,6 9	1,6 6	1,6 3	1,6 1	1,5 9	-	-	-	-	-
	0,8	2, 0	1,9 7	1,9 4	1,9 2	1,9 0	1,8 8	1,8 7	1,8 6	1,8 5	1,8 3	1,8 2	1,8 0	1,7 9	-	-	-	-	-	-	-
	1,0	2, 0	2,0 0	2,0 0	2,0 0	2,0 0	2,0 0	2,0 0	2,0 0	2,0 0	2,0 0	2,0 0	2,0 0	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,5	2, 0	2,1 2	2,2 5	2,3 3	2,3 8	2,4 3	2,4 8	2,5 2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,0	2, 0	2,4 5	2,6 6	2,8 1	2,9 1	3,0 0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,5	2, 5	2,9 4	3,1 7	3,3 4	3,5 0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3,0	3, 0	3,4 3	3,7 0	3,9 3	4,1 2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Т а б л и ц а И.3 – Коэффициенты расчетной длины μ_{12} и μ_{11} для одноступенчатых колонн с неподвижным шарнирно-опертым верхним концом

Расчетная схема	$\frac{L_2}{L_1}$	Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} при L_2/L_1														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
	0,04	1,02	1,84	2,25	2,59	2,85	3,08	3,24	3,42	3,70	4,00	4,55	5,25	5,80	6,55	7,20
	0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	3,05	3,05	3,24	3,45	3,88	4,43	4,90	5,43	5,94
	0,08	0,86	1,31	1,73	2,05	2,31	2,49	2,68	2,85	3,00	3,14	3,53	3,93	4,37	4,85	5,28
	0,1	0,83	1,21	1,57	1,95	2,14	2,33	2,46	2,60	2,76	2,91	3,28	3,61	4,03	4,43	4,85
	0,2	0,79	0,98	1,23	1,46	1,67	1,85	2,02	2,15	2,28	2,40	2,67	2,88	3,11	3,42	3,71
	0,3	0,78	0,90	1,09	1,27	1,44	1,60	1,74	1,86	1,98	2,11	2,35	2,51	2,76	2,99	3,25
	0,4	0,78	0,88	1,02	1,17	1,32	1,45	1,58	1,69	1,81	1,92	2,14	2,31	2,51	2,68	2,88
	0,5	0,78	0,86	0,99	1,10	1,22	1,35	1,47	1,57	1,67	1,76	1,96	2,15	2,34	2,50	2,76
	1,0	0,78	0,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,20	1,27	1,34	1,41	1,54	1,68	1,82	1,97	2,10
	0,04	0,67	0,67	0,83	1,25	1,43	1,55	1,65	1,70	1,75	1,78	1,84	1,87	1,88	1,90	1,92
	0,06	0,67	0,67	0,81	1,07	1,27	1,41	1,51	1,60	1,64	1,70	1,78	1,82	1,84	1,87	1,88
	0,08	0,67	0,67	0,75	0,98	1,19	1,32	1,43	1,51	1,58	1,63	1,72	1,77	1,81	1,82	1,84
	0,1	0,67	0,67	0,73	0,93	1,11	1,25	1,36	1,45	1,52	1,57	1,66	1,72	1,77	1,80	1,82
	0,2	0,67	0,67	0,69	0,75	0,89	1,02	1,12	1,21	1,29	1,36	1,46	1,54	1,60	1,65	1,69
	0,3	0,67	0,67	0,67	0,71	0,80	0,90	0,99	1,08	1,15	1,22	1,33	1,41	1,48	1,54	1,59
	0,4	0,67	0,67	0,67	0,69	0,75	0,84	0,92	1,00	1,07	1,13	1,24	1,33	1,40	1,47	1,51
	0,5	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,81	0,87	0,94	1,01	1,07	1,17	1,26	1,33	1,39	1,44
	1,0	0,67	0,67	0,67	0,68	0,71	0,74	0,78	0,82	0,87	0,91	0,99	1,07	1,13	1,19	1,24

Т а б л и ц а И.4 – Коэффициенты расчетной длины μ_{12} и μ_{11} для одноступенчатых колонн с неподвижным верхним концом, закрепленным от поворота

Расчетная схема	$\frac{L_2}{L_1}$	Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} при L_2/L_1														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
	0,04	0,78	1,02	1,53	1,73	2,01	2,21	2,38	2,54	2,65	2,85	3,24	3,70	4,20	4,76	5,23
	0,06	0,70	0,86	1,23	1,47	1,73	1,93	2,08	2,23	2,38	2,49	2,81	3,17	3,50	3,92	4,30
	0,08	0,68	0,79	1,05	1,31	1,54	1,74	1,91	2,05	2,20	2,31	2,55	2,80	3,11	3,45	3,73
	0,1	0,67	0,76	1,00	1,20	1,42	1,61	1,78	1,92	2,04	2,20	2,40	2,60	2,86	3,18	3,41
	0,2	0,64	0,70	0,79	0,93	1,07	1,23	1,41	1,50	1,60	1,72	1,92	2,11	2,28	2,45	2,64
	0,3	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	2,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,20
	0,4	0,60	0,66	0,71	0,78	0,87	0,99	1,07	1,16	1,26	1,34	1,50	1,65	1,79	1,94	2,08
	0,5	0,59	0,65	0,70	0,77	0,82	0,93	0,99	1,08	1,17	1,23	1,39	1,53	1,66	1,79	1,92
	1,0	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
	0,04	0,66	0,68	0,75	0,94	1,08	1,24	1,37	1,47	1,55	1,64	1,72	1,78	1,81	1,85	1,89
	0,06	0,65	0,67	0,68	0,76	0,94	1,10	1,25	1,35	1,44	1,50	1,61	1,69	1,74	1,79	1,82
	0,08	0,64	0,66	0,67	0,68	0,84	1,00	1,12	1,25	1,34	1,41	1,53	1,62	1,68	1,75	1,79
	0,1	0,64	0,65	0,65	0,65	0,78	0,92	1,05	1,15	1,25	1,33	1,45	1,55	1,62	1,68	1,71
	0,2	0,62	0,64	0,65	0,65	0,66	0,73	0,83	0,92	1,01	1,09	1,23	1,33	1,41	1,48	1,54
	0,3	0,60	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,73	0,81	0,89	0,94	1,09	1,20	1,28	1,35	1,41
	0,4	0,58	0,63	0,63	0,64	0,64	0,66	0,68	0,75	0,82	0,88	1,01	1,10	1,19	1,26	1,32
	0,5	0,57	0,61	0,63	0,64	0,64	0,65	0,68	0,72	0,77	0,83	0,94	1,04	1,12	1,19	1,25
	1,0	0,55	0,58	0,60	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67	0,70	0,73	0,80	0,88	0,93	1,01	1,05

Т а б л и ц а И.5 – Коэффициенты μ_{m1} , μ_{m2} , μ_{m3}

Условие закрепления верхнего конца колонны	Значения коэффициентов		
	μ_{m1}	μ_{m2}	μ_{m3}
	при условной схеме загрузки по рисунку		
	И.1,б)	И.1,в)	И.1,г)
Свободен от закреплений	2,0	2,0	μ_{m1} (μ_1 по таблице И.1 при $\alpha_1 = \frac{l_3}{l_1 + l_2} \sqrt{\frac{L_{m1}}{L_3}}$)
Закреплен от по- ворота, допускает смещение	μ_1 (μ_1 по таблице И.2 при $\alpha_1 = 0$)	μ_1	μ_{m1} (μ_1 по таблице И.2 при $\alpha_1 = \frac{l_3}{l_1 + l_2} \sqrt{\frac{L_{m1}}{L_3}}$)
Закреплен шар- нирно, не до- пускает смещения	μ_{11} μ_{11} - по таблице И.3)	μ_{11}	μ_{12} (μ_{12} - по таблице И.3)
Закреплен от по- ворота и смеще- ния	μ_{11} μ_{11} - по таблице И.4)	μ_{11}	μ_{12} (μ_{12} - по таблице И.4)

Приложение К

К расчету элементов на усталость

Т а б л и ц а К.1 – Группы элементов и соединений при расчете на усталость

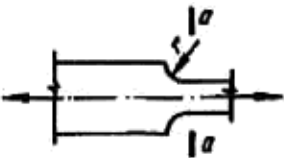
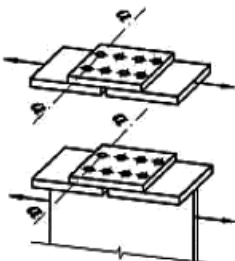
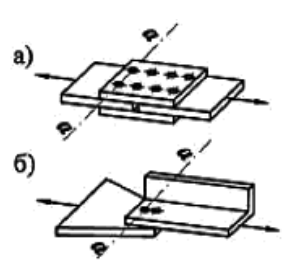
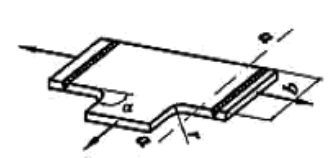
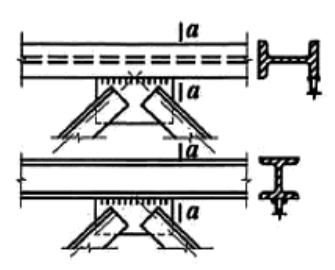
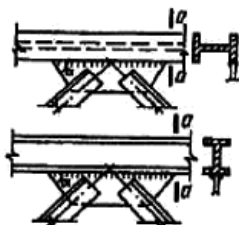
Схема элемента и расположение расчетного сечения	Характеристика элемента	Группа элементов
1 	Основной металл с прокатными или обработанными меха- ническим путем кромками	1
	То же, с кромками, обрезанными машинной газовой резкой	2
2 	Основной металл с обработанными механическим путем кромками, при разной ширине и радиусе перехода r , мм:	
	200	1
	10	4
3 	Основной металл во фрикционных сое- динениях	1

Схема элемента и расположение расчетного сечения	Характеристика элемента	Группа элементов
4 	Основной металл в болтовом (болты класса точности А) соединении в сечениях по отверстию: а) при парных накладках б) при односторонних накладках	4 5
5 	Переход и закругление (класс чистоты газовой резки 1 или фрезеровка) при $\alpha \geq 72^\circ$ $r \geq 0,5b$	2
6 	Фасонки прямоугольной формы, приваренные встык или в тавр к элементам конструкций без механической обработки перехода от фасонки к элементу	7
7 	Фасонки, приваренные встык или в тавр к стенкам и поясам балок, а также к элементам ферм при $\alpha \leq 45^\circ$	4

Продолжение приложения К.1

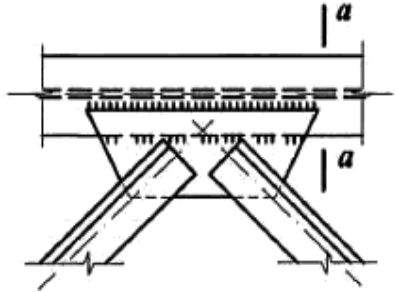
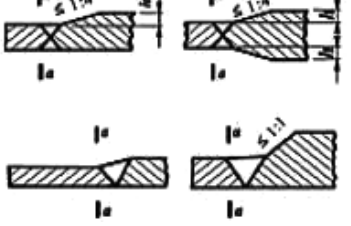
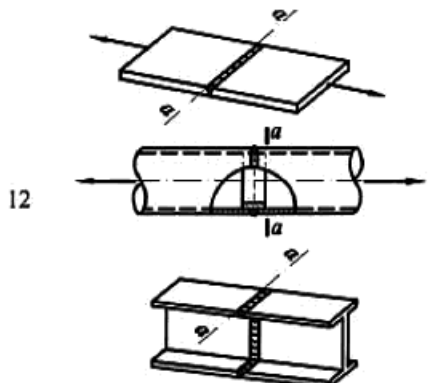
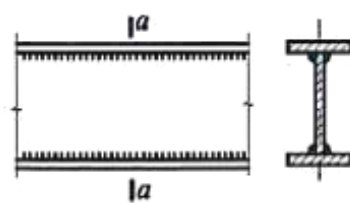
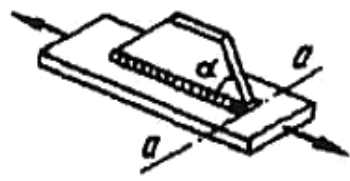
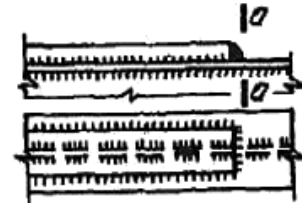
Схема элемента и расположение расчетного сечения	Характеристика элемента	Группа элементов
8 	Фасонки прямоугольной или трапециевидной формы, приваренные к поясам балок внахлестку с обваркой по контуру нахлестки без механической обработки швов	7
9 	Стыковой необработанный шов; нагрузка перпендикулярна сварному шву; стыкуемые элементы одинаковой ширины и толщины	4
10 	Стыковой необработанный шов; стыкуемые элементы разной ширины или разной толщины	5
11 	Основной металл в месте перехода к стыковому шву со снятым механическим способом усилением шва: а) при стыковании элементов одинаковой толщины и ширины б) то же, разной толщины и ширины	2 3

Схема элемента и расположение расчетного сечения	Характеристика элемента	Группа элементов
12 	Сварные стыковые соединения:	
	листового элемента на подкладном листе (нагрузка перпендикулярна к сварному шву)	4
	труб на подкладном кольце прокатных профилей в стык	4 4
13 	Сварные сечения двутаврового, таврового и других типов, сваренные непрерывными продольными швами при действии усилия вдоль оси шва	2
14 	Основной металл со вспомогательным элементом, прикрепленным продольными швами, при α :	
	до 45° 90°	4 7
15 	Обрыв поясного листа без механической обработки поперечного (лобового) шва	7

Продолжение приложения К.1

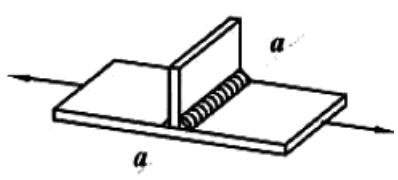
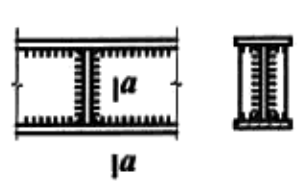
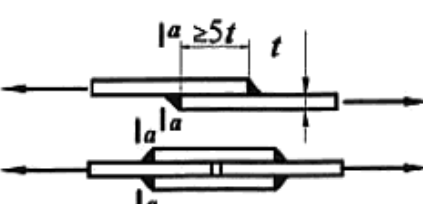
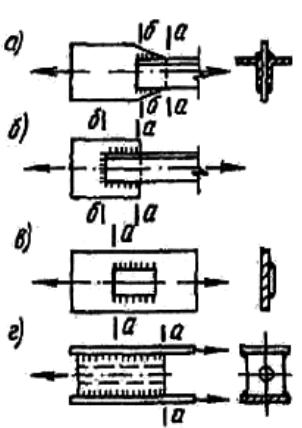
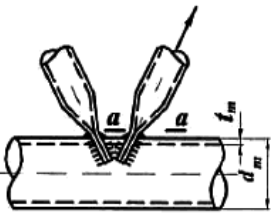
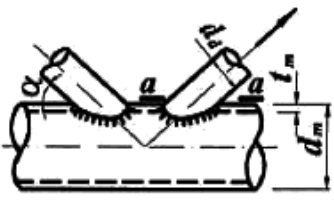
Схема элемента и расположение расчетного сечения	Характеристика элемента	Группа элементов
16 	Основной металл с поперечным швом; сварной шов двусторонний с плавным переходом к основному металлу	4
17 	Основной металл растянутых поясов балок и элементов ферм вблизи диафрагм и ребер, приваренных угловыми швами	5
18 	Основной металл в месте перехода к поперечному (лобовому) угловому шву	6 5
19 	Основной металл в соединениях с фланговыми швами (в местах перехода от элемента к концам фланговых швов): а) с двойными фланговыми швами б) с фланговыми и лобовыми швами в) при передаче усилия через основной металл г) щеки анкеров для крепления стальных канатов	8 7 7 8

Схема элемента и расположение расчетного сечения	Характеристика элемента	Группа элементов
20 	Основной металл трубы растянутого раскоса при отношении толщины к наружному диаметру трубы пояса $t_m/d_m \geq 1/14$ $1/20 \leq t_m/d_m < 1/14$	7 8
21  $\alpha = 45-60^\circ$	Основной металл трубы растянутого раскоса при отношении диаметров раскоса и пояса $d_d/d_m = 0,4 \div 0,7$ и отношении толщины к наружному диаметру трубы пояса: $t_m/d_m \geq 1/14$ $1/20 \leq t_m/d_m < 1/14$ $1/35 < t_m/d_m < 1/20$	6 7 8