

**Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ
ҚҰРАЛЫ**

**Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

ҰЯШЫҚТЫ БЕТОННАН ЖАСАЛҒАН БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ БЕТОНОВ

**ҚР НТҚ 02-01-1.7-2013
(ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 әзірленген)
НТП РК 02-01-1.7-2013
(к СН РК EN 1992-1-1:2004/2011)**

**Ресми басылым
Издание официальное**

**Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс,
тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару
комитеті**

**Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и
управления земельными ресурсами инистерства национальной экономики
Республики Казахстан**

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

- 1 **ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ
- 2 **ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
- 3 **БЕКІТІЛІП, ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛДІ:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап

ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 **РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА»
- 2 **ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
- 3 **ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства Национальной экономики Республики Казахстан от 29.12.2014 № 156-НҚ с 1 июля 2015 года

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатынсыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан

МАЗМҰНЫ

1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ	1
2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР	1
3 СЕЙСМИКАҒА ТӨЗІМДІ ҒИМАРАТТАРДЫҢ СИПАТТЫҚ ЕРЕКШЕЛІКТЕРІ.....	3
4 НЕГІЗГІ БЕЛГІЛЕР МЕН ӨЛШЕМ БІРЛІКТЕРІ	6
5 БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУҒА ҚОЙЫЛАТЫН НЕГІЗГІ ТАЛАПТАР	10
5.1 Бетон және темірбетон конструкцияларға қойылатын жалпы талаптар	10
5.2 Бетон және темірбетон конструкцияларды есептеуге қойылатын жалпы талаптар...	12
5.3 Конструкцияның ғұмырлығы	16
6 МАТЕРИАЛДАР	19
6.1 Ұяшықты бетондар	19
6.1.1 Жалпы ережелер	19
6.1.2 Ұяшықты бетондардың жіктелуі, сипаттық және есептік кедергілері	20
6.1.3 Бетонның серпінді деформациялары	22
6.1.4 Бетонның жылжығыштығы мен орнығуы	24
6.1.5 Бір осьтік кернелген жағдай кезінде бетон деформациялануының (жағдайының) диаграммалары	26
6.2 Арматураға қойылатын талаптар	29
6.2.1 Арматураның қолданбалы кластары	29
6.2.2 Арматураның сипаттық және есептік кедергілері	30
6.2.3 Арматураның деформативтік сипаттары	31
7 БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ КҮШ ТҮСЕТІН ҚАБІЛЕТТІЛІГІНІҢ ҚАУІПТІ ШЕКТІ (ULS) ЖАҒДАЙЛАРЫ БОЙЫНША ЕСЕПТЕУ	32
7.1 Осьтік бойлық күші бар майыстыру.....	32
7.1.1 Жалпы ережелер	32
7.1.2 Артықшылықты сәті бар майыстыру	33
7.1.3 Артықшылықты бойлық күші бар майыстыру	35
7.1.4 Шағын эксцентриситеті бар орталықтан тыс қысылған (орталықтан қысылған) темірбетон элементтер	35
7.2 Беріктілік бойынша темірбетон элементтерді көлденең күштердің әрекетіне есептеу	
7.2.1 Көлденең арматурасы жоқ элементтер	36
7.2.2 Ішінде көлденең арматураны есептеу бойынша орнатылатын элементтер	38
7.2.3 Беріктілік бойынша темірбетон элементтерді сырықтық модельдің негізінде (фермендік аналогияның әдісі) есептеу	38
7.3 Беріктілік бойынша темірбетон элементтерді айналмалы сәттердің әрекетіне есептеу	49
7.3.1 Айналуға жұмыс істейтін элементтерді кеңістіктік ферма моделінің негізінде есептеу	49
7.3.2 Элементтің айналуға беріктілігі	50
7.3.3 Иілумен, осьтік күшейтумен және кесікпен нйлесімде элементтің айналуға беріктілігі	51

7.4	Темірбетон элементтерін жнктелердің жергілікті әрекетіне есептеу	54
7.4.1	Темірбетон элементтердің мыжуға (жергілікті қысуға) беріктілігін есептеу	54
7.4.2	Басу (жергілікті кесу)	57
8	БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ПАЙДАЛАНУҒА БЕРУДІҢ ШЕКТІ (SLS) ЖАҒДАЙЛАРЫ БОЙЫНША ЕСЕПТЕУ	65
8.1	Темірбетон элементтерді сызаттарды ашу бойынша есептеу	65
8.1.1	Жалпы ережелер	65
8.1.2	Сызаттардың пайда болу сәтін анықтау	67
8.1.3	Элементтің бойлық осыне дұрыс сызаттарды ашудың енін анықтау	70
8.1.4	Сызатты ашудың енін шектеуге қажетті арматуралаудың минималдық ауданы .	75
8.1.5	Иілмелісызаттарды ашудың енін есептеу	78
8.2	Темірбетон конструкцияларды деформация бойынша есептеу	79
8.2.1	Жалпы ережелер	79
8.2.2	Темірбетон элементтерді майыстыру бойынша есептеу	80
8.2.3	Темірбетон элементтердің қисықтығын анықта	84
9	КОНСТРУКЦИЯЛАУ БОЙЫНША ҚОЙЫЛАТЫН ТАЛАПТАР	90
9.1	Бетон конструкциялар	90
9.2	Темірбетон конструкциялар	91
9.2.1	Сырықтар арасындағы қашықтық	91
9.3	Майысатын сырықтарға арналған жақтаудың рұқсатты диаметрлері	92
9.4	Бойлық арматураны анкерлеу	93
9.4.1	Жалпы ережелер	93
9.4.2	Бекітудің шекті кернеулері	93
9.4.3	Анкерлеудің базалық ұзындығы	94
9.4.4	Анкерлеудің есептік ұзындығы	95
9.5	Қамыттар мен көлденең арматураны анкерлеу	98
9.6	Сырықтарды дәнекерлеу жолымен анкерлеу	98
9.7	Соққылау қосылыстар мен механикалық қосылыстар	99
9.7.1	Жалпы ережелер	99
9.7.2	Соққылау қосылыстар	100
9.7.3	Соққылаудың ұзындығы	100
9.7.4	Соққылау аймағындағы кәлденең арматура	101
9.7.5	Кезеңдік бейіннің сымдарынан жасалған дәнекерлік торлардың соққылау қосылыстары	102
9.8	Көлденең қиысудың минималдық өлшемдері	104
9.9	Бетонның қорғаныс қабаты	104
9.10	Элементтерді конструкциялау және жеке ережелер	106
9.10.1	Жалпы ережелер	106
9.11	Арқалықтар	106
9.11.1	Бойлық арматура	107
9.11.2	Айналуды қабылдауға арналған арматура	109
9.11.3	Ішкі тіректер	109
9.12	Тұтас тақтайшалар	110
9.12.1	Иілетін сәттерді қабылдауға жұмыс істейтін арматура	110

9.12.2 Көлденең арматура	111
9.13 Арақабырғалардың жазық тақтайшалары	111
9.13.1 Ішкі бағандардың аймағындағы жазық арақабырғалар	111
9.13.2 Шеткі және бұрыштық бағандардың аймағындағы жазық арақабырғалар	112
9.13.3 Басу аймағындағы арматура	112
9.14 Бағандар	113
9.14.1 Жалпы ережелер	113
9.14.2 Бойлық арматура	113
9.14.3 Көлденең арматура	114
9.15 Қабырғалар	114
9.15.1 Жалпы ережелер	114
9.15.2 Вертикаль қабырғалар	115
9.15.3 Горизонталь қабырғалар	115
9.15.4 Көлденең арматура	115
9.16 Арқалықтар-қабырғалар	115
9.17 Арматураның және қалау бөлшектерінің дәнекерлік қосылыстары	116
А ҚОСЫМШАСЫ (міндетті)	120
Б ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық)	124
В ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық)	125
Г ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық)	127

БЕЛГІ ҮШІН

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**ҰЯШЫҚТЫ БЕТОННАН ЖАСАЛҒАН БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН
КОНСТРУКЦИЯЛАР**

**БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ
БЕТОНОВ**

Енгізілген күні 2015-07-01

1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

1.1 Осы нормативтік-техникалық құрал беріктілік бойынша C0,9/1 бастап C12/15 дейін кластарының ойық бетондардан дайындалатын, Қазақстан Республикасының климаттық жағдайында пайдалануға берілетін әртүрлі мақсаттағы ғимараттар мен имараттарға арналған бетон және темірбетон конструкцияларды (күш түсетін қабырғаларға және арақабырғаларға арналған бетон бұғаттар, арақабырғалардың жиналмалы тақталары, жабынның тақталары, аспалы және күш түсетін қабырғалық панелдер, монолиттік қабырғалар, арақабырғалар, аралықтар, жабындар ж.с.с.) жобалауға таралады.

Нормативтік-техникалық құралдың қағидалары конструкцияның талап етілетін беріктігін, пайдалануға беруге жарамдылығын және ғұмырлығын қамтамасыз етеді. Басқа талаптар, мысалы – өртке төзімділікті, жылу сақтауды қамтамасыз ету ж.с.с., қарастырылмаған.

1.2 Осы нормативтік-техникалық құрал алдын-ала кернелген конструкцияларды, гидротехникалық имараттардың, көпірлердің, туннельдердің бетон және темірбетон конструкцияларына, жолдардың және басқа арнайы имараттардың жабындарына таралмайды.

1.3 Ойық бетон – басым көпшілігі (бетонның жалпы көлемінен 85% дейін) айтарлықтай берік арақабырғалармен (мембраналармен) бөлінген, 0,1-1,5 мм өлшемді бірқалыпты бөлінген майда және орташа ауалық ұяшықтардан тұратын, борпылдақ макроқұрылымы бар ерекше жеңіл бетон.

Ойық бетондардың кептірілген жағдайда 250 г/см³ бастап 1200 г/см³ дейін орташа тығыздығы бар және көбіктік бетондарға және газдық бетондарға бөлінеді.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы нормативтік-техникалық құралда келесі нормативтік құжаттарға сілтемелер қолданылды:

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 Күш түсетін жобалаудың негіздері;

ҚР ҚН EN 1991:2002/2011 Конструкцияға әсер ету. 1-1-бөлім. Жалпы әсер ету. Салыстырмалық салмақ, ғимаратқа түсетін тұрақты және уақытша жүктемелер;

ҚР ҚН EN 1991:2002/2011 Конструкцияға әсер ету. 1-3-бөлім. Жалпы әсер ету. Қар жүктемелері;

ҚР ҚН EN 1991:2002/2011 Конструкцияға әсер ету. 1-4-бөлім. Жалпы әсер ету. Жел жүктемелері;

ҚР ҚН EN 1991:2002/2011 Конструкцияға әсер ету. 1-5-бөлім. Жалпы әсер ету. Температуралық әсер ету;

ҚР ҚН EN 1991:2002/2011 Конструкцияға әсер ету. 1-6-бөлім. Жалпы әсер ету. Құрылыс жұмыстарының өндірісі кезіндегі әсер ету;

ҚР ҚН EN 1991-3 Конструкцияға әсер ету. 31-бөлім. Крандармен және механикалық жабдықтармен пайда болған әсер ету;

ҚР ҚН EN 1992-1-1 2004:2009/2011 Темірбетон конструкцияларды жобалау. 1-1-бөлім: Жобалаудың жалпы ережелері және ғимараттарды жобалаудың ережелері;

ҚР ҚН EN 1992-1-2:2009/2011 Темірбетон конструкцияларды жобалау. 1-2-бөлім: Өртке төзімділікті анықтаудың жалпы ережелері;

ҚР СТ 1.9–2007 Қазақстан Республикасының техникалық реттеу мемлекеттік жүйесі. Халықаралық, шетел мемлекеттерінің өңірлік және ұлттық стандарттарын, Қазақстан Республикасында стандарттау бойынша басқа нормативтік құжаттарды қолданудың тәртібі;

ҚР СТ TN 206-1:2000/2011 Бетон. Анықтамасы, қасиеттері, өндірісі және сәйкестігі;

ҚР СТ ИСО 377 Болат және болат бұйымдар. Механикалық сынаққа арналған фрагменттердің және үлгілердің қағидасы мен дайындығы;

ҚР СТ EN 934-2:2009/2011 Бетонға, ерітіндіге және инъекциялық ерітіндіге арналған қоспалар. 2-бөлім. Бетонға арналған қоспалар. Анықтамасы, қойылатын талаптар, сәйкестігі, маркалау және заттаңбалау;

ҚР СТ 1035 Бетон қоспалар. Техникалық жағдайлар;

ҚР СТ EN 12602:2008/2011 Ойық бетонның термо-ылғалды өңдеуінде болған, зауытта әзірленген арматураланған конструкциялар;

ҚР СТ 1704 Темірбетон конструкцияларға арналған арматура. Техникалық жағдайлар;

ҚР СТ EN 10080:2005/2011 Бетонға арналған арматуралық болат;

ҚР СТ ИСО 6946 Құрылыс материалдары мен құрылыс элементтері. Жылулық кедергі мен жылу беру коэффициенті. Есептеудің әдісі;

ҚР СТ EN 12350/2011 Қаттаған бетонды сынау;

ҚР СТ EN 12390-1:2000/2011 Қатқан бетонды сынау;

ҚР СТ ИСО 3898:1987 Конструкцияны жобалаудың негізгі қағидалары. Шртты белгілері. Негізгі таңбалары;

ҚР СТ ИСО 6784 Бетон. Қысу кезінде серпінділіктің статикалық модулін анықтау;

ҚР СТ EN 12504/2011 Конструкциялардағы бетонды сынау;

ҚР СТ ИСО 9001 Сапа менеджментінің жүйелері. Қойылатын талаптар (ISO 9001:2008);

EN 900* Арматураның автоклавтық ойық бетондағы және борпылдақ құрылымның жеңіл бетонындағы тот басуға қарсы қорғанысын растауға арналған сынақ әдістері;

EN 991* Автоклавтық ойық бетоннан және борпылдақ құрылымның жеңіл бетонынан жасалған жиналмалы арматураланған құрылыс элементтерінің өлшемдерін анықтау;

EN 992* Борпылдақ құрылымның жеңіл бетонының құрғақ күйіндегі көлемдік тығыздықты анықтау;

EN 12602:2008 Ойық бетоннан жасалған жиналмалы арматураланған конструкциялар;

EN 1352*Автоклавтық ойық бетонды және борпылдақ құрылымның жеңіл бетонын қысу кезіндегі жүктеменің астындағы серпінділіктің статикалық модулін анықтау;

EN 1354*Борпылдақ құрылымның жеңіл бетонын қысу кезіндегі беріктілігін анықтау;

EN 1355:1996*Автоклавтық ойық бетонды және борпылдақ құрылымның жеңіл бетонын қысудың жүктемесінің астындағы жылжудың деформациясын анықтау;

EN 1520:2002+AC:2003* (Д) Жеңіл бетоннан жасалған жиналмалы арматураланған құрылыс бұйымдары;

ҚР ҚН EN 1993-1:2009/2011 Болат конструкцияларды жобалау. 1-бөлім: Жобалаудың жалпы ережелері және ғимараттарды жобалаудың ережелері;

ҚНжЕ 2.01.07-85 Жүктемелер және әсер ету (10-бөлімге толықтыру. Майыспалар мен орын ауысу);

ҚР ҚН EN 1996:2005/2011 Тас конструкцияларды жобалау;

ҚР ҚНжЕ 2.03-30-2006 Сейсмикалық аудандардағы құрылыс;

Ойық бетоннан бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау жөніндегі құрал (ТБҒЗИ, СКОҒЗИ), М.С.1986;

Сейсмикалық аудандар үшін ойық бетоннан жасалған күш түсетін қабырғалары бар монолиттік ғимараттарды жобалау жөніндегі кепілдемелер, Алматы, ҚазҒЗСТҚСИ, ҚР ИТМ ҚТКШК, 2008.

ЕСКЕРТПЕ Осы нормативтік-техникалық құралды пайдалану кезінде сілтемелік құжаттардың әрекетін ағынды жыл жағдайы бойынша жасалатын ақпараттық «Қазақстан Республикасы аумағында әрекет ететін сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілердің тізбесі», «Қазақстан Республикасының стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттардың көрсеткіші», «Стандарттау жөніндегі мемлекетаралық нормативтік құжаттардың көрсеткіші» бойынша тексеру мақсатқа сай келеді. Егер сілтемелік құжат ауыстырылған (өзгертілген) болса, онда осы нормативтермен пайдалану кезінде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу керек. Егер сілтемелік құжат ауыстырылмай алынып тасталған болса, онда оған сілтеме жасалған ереже осы сілтемені қозғамайтын бөлікте қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы нормативтік-техникалық құралда ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011берілген тиісті анықтамалары бар төмендегі қосымша терминдер мен анықтамалар қолданылған:

Ойық бетон: бетонның көлемінде бірқалыпты бөлінген макро қыртыстардың борпылдақ құрылымына ие бетон;

Газдық бетон: борпылдақтығы газдық пайда болу реакциясының есебінен химиялық жолмен жасалатын ойық бетон;

Көбікті бетон: борпылдақтығы илемді дайындалған көбікпен араластыратын механикалық жолмен жасалатын ойық бетон;

Арматура: созылатын (негізінен) және қысатын үдеулерді қабылдауға арналған темірбетон конструкциясындағы сызықтық созылған элементтер. Ғимараттар мен

имараттарда сым, сырықтар мен үйірілген арқандар түріндегі болат арматураны қолданады;

Конструктивтік арматура: конструктивтік түсінік бойынша есепсіз орнатылатын арматура;

Жұмыс арматурасы: есеп бойынша белгіленген арматура;

Әсер ету:

- тікелей конструкцияға қосымшаланған және конструкция элементтерінде кернеуді, немесе оның жылжуын шақыратын, «*тікелей немесе тік әсер ету*» немесе «*жүктеме*» терминімен анықталатын күштер;

- оларды басқа элементтермен, негіздеменің шөгінділерімен немесе реактивтік күштерді шақыратын өзіндік деформациялармен (мысалы, тегіс емес шөгінділер, бетонның отырмалығы, жылжығыштығы, температуралық өзгерістер) қосатын қосылыстардың орын ауысуымен пайда болған, «*жанама немесе тікелей емес әсер ету*» деп анықталатын конструкция элементтерінің деформациялары;

Арматуралық қаңқа: арматуралық торларды немесе жеке сырықтарды қосу жолымен пайда болған көлемді арматуралық элемент;

Арматураның класы: тиісті стандарттардың талаптарына сәйкес оның механикалық қасиеттерін сипаттайтын, S әрпімен және МПа (Н/мм²) берілген арматура серпінділігінің физикалық немесе шартты шегінің сипаттық санына сәйкес келетін санмен (мысалы, S240) белгіленетін көрсеткіш;

Бетонның беріктілік класы: 28 тәулік жаста қысуға бетонның сипаттық цилиндрлік беріктілігіне сәйкес келетін, C әрпімен және оның сипаттық цилиндрлік беріктілігі мен сипаттық текшелік беріктілігі Н/мм² (МПа) берілген санмен, мысалы C12/13 (сызық алдында – f_{ck} , сипаттық цилиндрліктің беріктілігінің мәні, Н/мм², сызықтан кейін – f_c^G , f_{cube}^G , бетонның сипаттық текшелік беріктілігі, Н/мм²) белгіленген көлемдік шама;

Ойық бетонның беріктілік класы: CC белгісімен беріледі;

Бетондық конструкциялар: арматурасы жоқ немесе конструктивтік түсініктер бойынша белгіленетін және есептеуде ескерілмейтін арматурасы бар бетоннан орындалған конструкциялар; бетон конструкциялардағы барлық әсер етуден болатын есептік күшейтулер;

Темірбетон конструкциялар: жұмыс және конструктивтік арматурасы бар бетоннан орындалған конструкциялар (арматураланған бетон конструкциялар); арматураланған бетон конструкциялардағы барлық әсер етуден болатын есептік күшейтулер бетонмен және жұмыс арматурасымен қабылдануы керек;

Темірбетон жиналмалы-монолиттік конструкциялар: күні бұрын дайындалған бір немесе бірнеше жиналмалы темірбетон элементтердің және құрылыс алаңының жағдайында орындалған, оларды біріктіруші монолиттік бетонның бірлескен жұмысын қамтамасыз ету кезінде алынатын конструкциялар;

жжеке арматураға арналған қауіпсіздік коэффициенті: арматуралық болаттың ағуының $f_{yk}(f_{pk})$ төмен физикалық немесе шартты шегінің ықтимал ауытқуларын, сонымен қатар сырықтырдың қиысу өлшемдерінің ауытқуын ескеретін коэффициент;

жжеке бетонға арналған қауіпсіздік коэффициенті: бетон беріктілігінің f_{ck} , f_{ctk} сипаттық мәндерден төмен ықтимал ауытқуын, қиысудың геометриялық өлшемдеріндегі (рұқсатты өлшемдерден аспайтын) ауытқу мен тәжірибелік үлгілерде

анықталатын бетон беріктілігінің арасындағы айырмашылықты ескеретін коэффициент; арматураланбаған конструкция жағдайында γ_c мәні әлсіз бұзылыстың ықтимал болуын ескереді;

Бетонның су сіңірмеушілік маркасы: оның ағып кетпеуіне бетон шыдайтын, су қысымының кепілдемелік мәніне жауап береді; W әрпімен және стандарттардың талаптарына сәйкес белгіленетін атмосферадағы қысымға сай келетін санмен (мысалы, $W12$) белгіленеді;

Бетонның аязға төзімділік маркасы: ішінде мөлшерленген шекте бастапқы физика-механикалық қасиеттер сақталынатын базалық әдістер бойынша сыналған, нормалармен белгіленген бетон үлгілерінің қатыру және еріту циклдерінің минималдық саны; F әрпімен және циклдердің мөлшерін білдіретін санмен белгіленді (мысалы, $F100$);

Бетонның тығыздық маркасы: g/cm^3 берілген бетонның көлемдік массасының кепілдемелік мәніне жауап береді, D әрпімен және g/cm^3 берілген бетонның көлемдік массасының мәнін білдіретін және стандарттардың талаптарына сәйкес берілетін санмен белгіленеді (мысалы, $D1,6$);

Бетонның f_{cm} осьтік қысуға беріктілігі: диаметрі 1500 мм және биіктігі 300 мм 28 тәулік жастағы бетон цилиндрлерді тиісті стандарттарға сәйкес қысудың орташа беріктілігі;

Бетонның f_{ck} қысуға сипаттық беріктілігі: диаметрі 1500 мм және биіктігі 300 мм 28 тәулік жастағы тиісті стандарттарға сәйкес 0,95 қамтамасыз етуі бар бетон цилиндрлерді қысудың кепілдемелік беріктілігіне сәйкес келеді;

Бетонның $f_{c,cube}^G$ осьтік қысуға сипаттық текшелік беріктілігі: шектерінің 150 мм өлшемі бар 28 тәулік жастағы тиісті стандарттарға сәйкес 0,95 қамтамасыз етуі бар бетон текшелерді қысудың кепілдемелік беріктілігіне сәйкес келеді;

Арматураның f_{yk} сипаттық кедергісі: тиісті стандарттарға сәйкес 0,95 қамтамасыз етуі бар арматура ағуының физикалық шегінің өндіруші берген кепілдемелік мәні;

Есептік модель: конструкцияның немесе оның элементінің жұмысын сараптау мақсатында қолданылатын конструктивтік жүйені жақсарту;

Конструкцияның сенімділігі: конструкцияның техникалық қызмет көрсетудің, жөндеудің, сақтау мен тасымалдаудың талап етілетін тәртіптері мен шарттарына сәйкес келетін, берілген шектердегі белгіленген пайдалануға беру көрсеткіштерінің мәндерін уақыт бойынша сақтау арқылы берілген функцияларды орындау қасиеті;

Арматуралық тор: өзара қосылған бойлық және көлденең сырықтардан тұратын жазық арматуралық элементтер; оны құрайтын сырықтардың қосылыстарының формасы мен өлшемі, қадамы және қиысуы, әдісі дайындау технологиясының есебімен жобалық құжаттаманың талаптарына сәйкес келуі керек;

Конструктивтік жүйе: анықталған ережелер бойынша ғимараттың немесе имараттың берілген пайдалануға беру функцияларын қамтамасыз ететін, кеңістіктік жүйені құрайтын күш түсетін элементтердің (конструкциялардың) жиынтығы;

Есептік жағдайлар: есептеу конструкцияның тиісті шекті жағдайлары ұлғаймайтындығын көрсетуі керек уақыттың нақты интервалында кездесетін, нақты жағдайларды модельдейтін физикалық жағдайлардың жиынтығы;

Шекті жағдайлар: ұлғайған жағдайда конструктивтік жүйе немесе оны құрайтын элемент нормаларды қанағаттандыратын жағдай;

Дұрыс пайдалануға беру: нормаларда және жобалау тапсырмасында қарастырылған технологиялық немесе тұрмыстық жағдайларға сәйкес, шектеусіз жүзеге асырылатын пайдалануға беру.

4 НЕГІЗГІ БЕЛГІЛЕР МЕН ӨЛШЕМ БІРЛІКТЕРІ

Осы нормативтік-техникалық құралда, сонымен қатар осы құжатты толықтыратын тиісті нормативтік құжаттарды әзірлеу кезінде ҚР СТ ISO 3898 сәйкес төменде берілген біртұтас белгілер мен шартты белгілерді пайдалану керек:

Латын әліпбиінің бас әріптері

A – ерекше әсер ету;

A – көлденең қиысудың ауданы;

A_c – бетонның көлденең қиысуының ауданы;

A_p – кернейтін элементтердің көлденең қиысуының ауданы;

A_s – арматураның көлденең қиысуының ауданы;

$A_{s,min}$ – арматураның көлденең қиысуының минималдық ауданы;

A_{sw} – көлденең арматураның көлденең қиысуының ауданы;

D – жақтаудың диаметрі;

D_{Ed} – бұзылудың нәтижесі (шаршағандық қасиеті);

E – әсер етуден болатын әсерлер;

$E_c, E_{c(28)}$ – 28 тәулік жаста $\sigma_c = 0$ кернеу кезіндегі дұрыс бетонға арналған серпінділіктің модулі;

$E_{c,eff}$ – бетон серпінділігінің тиімді модулі;

E_{cd} – бетон серпінділігінің есептік мәні;

E_{cm} – бетон серпінділігінің қиятын модулі;

$E_{c(t)}-t$ тәулік жаста $\sigma_c = 0$ кернеу кезіндегі дұрыс бетонға арналған серпінділіктің модулі;

E_p – алдын-ала кернелген болаттың серпінділік модулінің есептік мәні;

E_s –арматураның серпінділік модулінің есептік мәні;

EI – майысу кезіндегі қаттылық;

EQU – статикалық тепе-теңдік;

F – әсер ету;

F_d – әсер етудің есептік мәні;

F_k – әсер етудің сипаттық мәні;

G_k – тұрақты әсер етудің сипаттық мәні;

I – бетондық қиысудың инерция сәті;

L – ұзындық;

LC – жеңіл бетонның беріктілік класы;

M – майысатын сәт;

M_{Ed} – ішкі майысатын сәттің есептік мәні;

N – бойлық үдеу;
 N_{Ed} – бойлық күшейтудің (созудың немесе қысудың) есептік мәні;
 P – алдын-ала кернеудің күшейтуі;
 P_0 – тікелей созғаннан кейін кернелетін элементтің аяғындағы бастапқы күшейту;
 Q_k – ауыспалы әсер етудің сипаттық мәні;
 Q_{fat} – шыдамдылыққа есептеу кезіндегі ауыспалы әсер етудің сипаттық мәні;
 R – кедергі;
 S – ішкі күшейтулер мен сәттер;
 S – қиысу ауданының статикалық сәті;
 SLS – пайдалануға беру бойынша шекті жағдай (serviceability limit state);
 T – айналатын сәт;
 T_{Ed} – айналатын сәттің есептік мәні;
 ULS – қауіпті шекті жағдай (ultimate limit state);
 V – көлденең күшейту;
 V_{Ed} – көлденең күшейтудің есептік мәні;
 $V_{Rd,c}$ – көлденең арматурасы жоқ көлденең күш кедергісінің есептік мәні;
 $V_{Rd,c}$ – ағуға жеткен арматура қабылдай алатын көлденең күштің есептік мәні;
 $V_{Rd,max}$ – қысылған еңстерді таптау шартынан элемент қабылдай алатын максималдық көлденең күштің есептік мәні.

Латынәліпбиінің кіші әріптері

a – қашықтық;
 a – геометриялық параметр;
 Δa – геометриялық параметрдің ауытқуы;
 b – қиысудың ені немесе сөренің не T - немесе L -тәрізді арқалықтың ені;
 b_w – T - немесе L -тәрізді арқалықтың қабырғасының ені;
 d – диаметр, биіктік;
 d – қиысудың пайдалы биіктігі;
 d_g – толтыру дәнінің максималдық диаметрі;
 e – эксцентриситет;
 f_{lc} – осьтік қысу кезінде бетон беріктілігінің шегі;
 f_{lcd} – осьтік қысу кезінде бетон беріктілігінің шегінің есептік мәні;
 f_{lck} – 28 тәулік жаста қысуға бетонның сипаттық цилиндрлік беріктілігі;
 f_{lcm} – қысуға бетонның сипаттық цилиндрлік беріктілігінің орташа мәні;
 f_{lctk} – осьтік қысу кезінде бетон беріктілігінің шегінің сипаттық мәні;
 f_{lctm} – осьтік созу кезінде бетон беріктілігінің шегінің орташа мәні;
 f_p – арматуралық болаттың созуға беріктілігінің шегі;
 f_{pk} – алдын-ала кернелген болаттың созуға беріктілік шегінің сипаттық мәні;
 $f_{p0,1}$ – алдын-ала кернелген болатқа арналған ағудың 0,1 % шартты шегі;
 $f_{p0,1k}$ – алдын-ала кернелген болатқа арналған ағудың 0,1 % шартты шегінің сипаттық мәні;
 $f_{0,2k}$ – арматура ағуының 0,2 % шартты шегінің сипаттық шегі;
 f_t – созу кезіндегі арматура беріктілігінің шегі;

f_{tk} – созу кезіндегі арматура беріктілігінің шегінің сипаттық мәні;

f_y – арматура ағуының шегі;

f_{yd} – арматура ағуының шегінің есептік мәні;

f_{yk} – арматура ағуының шегінің сипаттық мәні;

f_{ywd} – көлденең арматура үшін ағу шегінің есептік мәні;

h – биіктік;

h – көлденең қиысудың жалпы биіктігі;

i – инерция радиусы;

k – коэффициент;

l (немесе L) – ұзындық, аралық;

m – масса;

r – радиус;

$1/r$ – қисықтық;

t – қалыңдық;

t – уақыт;

t_0 – жүктемені қосымшалау кезіндегі бетонның жасы;

u – бетонның A_c ауданымен қиысуының периметрі;

u, v, w – нүктенің орын ауысуының құрамдастары;

x – қысу аймағының биіктігі;

x, y, z – координаттар;

z – ішкі күштердің иіні.

Грек әліпбиінің кіші әріптері

α – бұрыш, қатынас;

β – бұрыш, қатынас, коэффициент;

γ – қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

γ_A –Аерекше әсер етуге арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

γ_C – бетонға арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

γ_F – F әсер етуге арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

$\gamma_{F, fat}$ – шыдамдылыққа есептеу кезіндегі әсер етуге арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

$\gamma_{C, fat}$ – шыдамдылыққа есептеу кезіндегі бетонға арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

γ_G – G әсер етуге арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

γ_M – материалдың қасиетінің ауытқуының, сонымен қатар қолданылатын есептік модельдің геометриялық ауытқуының және қасиеттері мен жетілдірілмегендігінің есебімен құрылыс материалдарының қасиетіне арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

γ_P – P алдын-ала кернеудің нәтижесінде жасалатын әсер етуге арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

γ_Q – Q ауыспалы әсер етуге арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

γ_S – арматура мен кернелген арматураға арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

$\gamma_{S, fat}$ — шыдамдылыққа есептеу кезіндегі арматура мен кернелген арматураға арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

γ_f — есептік модельдің жетілдірілмегендігінің есебі жоқ әсер етуге арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

γ_g — есептік модельдің жетілдірілмегендігінің есебі жоқ тұрақты әсер етуге арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

γ_m — материалдың қасиетіндегі ауытқулардың есебімен материалдардың қасиеттеріне арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

δ — өсу, қайта бөлу коэффициенті;

ζ — азайту коэффициенті/қайта бөлу коэффициенті;

ε_c — бетонның қысу кезіндегі қастысты деформациялары;

$\varepsilon_{c1} - f_c$ — максималдық кернеу кезінде бетонның қысуының қатыстық деформациялары;

ε_{cu} — қысу кезінде бетонның шекті қатыстық деформациялары;

ε_u — максималдық жүктеме кезінде арматураның немесе кернелетін арматураның қатыстық деформациялары;

ε_{uk} — максималдық жүктеме кезінде арматураның немесе кернелетін арматураның сипаттық қатыстық деформациялары;

η_e — жеңіл бетонның серпінділік модулін есептеуге арналған түзететін коэффициент;

η_1 — жеңіл бетонды созу кезінде беріктілік шегін анықтауға арналған коэффициент;

η_2 — жеңіл бетонның жылжығыштық коэффициентін анықтауға арналған коэффициент;

η_3 — жеңіл бетонның кебуі кезіндегі отырмашылықты анықтауға арналған коэффициент;

θ — бұрыш;

λ — икемділік;

μ — кернелген арматуралық элементтер мен олардың арналары арасындағы үйкеліс коэффициенті;

ν — Пуассон коэффициенті;

ν — кесіктің сызаттары бар бетонға арналған қысу беріктігінің шегін азайту коэффициенті;

ξ — алдын-ала кернелген және арматуралық болатқа арналған бекіту беріктілігінің қатынасы;

ρ — ыстық құрғату кезіндегі бетонның беріктілігі, кг/м^3 (жеңіл бетонның құрғақ күйдегі тығыздығы, кг/м^3);

ρ_{1000} — релаксация салдарынан кернеуді жоғалтудың мәні, %, 20 °C орташа температура кезіндегі созудан кейінгі 1000 сағ.;

ρ_f — бойлық арматураны арматуралаудың коэффициенті;

ρ_w — көлденең арматураны арматуралаудың коэффициенті;

σ_c — бетондағы қысудың кернеуі;

σ_{cp} — бойлық үдету немесе алдын-ала кернеу кезінде бетондағы қысудың кернеуі;

$\sigma_{cu} - \varepsilon_{cu}$ — бетонның шекті қатыстық деформациясы кезінде бетондағы кернеу;

τ — айналдыру кезіндегі тангенциалдық кернеу;

$\emptyset$ – арматураның немесе арнаның диаметрі;

$\emptyset_n$ – сырықтардың келтірілген диаметрі;

$\varphi(t, t_0)$ – уақытша t және t_0 нүктелерінің арасындағы жылжудың 28 тәуліктен кейінгі серпінді деформацияларға қатынасы бойынша деформациясын анықтайтын жылжу коэффициенті;

$\varphi(\infty, t_0)$ – жылжудың шекті мәнінің коэффициенті;

ψ – төмендегілер үшін ауыспалы әсер етудің репрезентативтік мәндерін анықтайтын коэффициенттер:

ψ_0 – қиыстыру мәндері;

ψ_1 – жеке мәндер;

ψ_2 – тәжірибелік тұрақты мәндер.

5 БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУҒА ҚОЙЫЛАТЫН НЕГІЗГІ ТАЛАПТАР

5.1 Бетон және темірбетон конструкцияларға қойылатын жалпы талаптар

5.1.1 Осы нормативтік-техникалық құрал бойынша жобаланатын бетон және темірбетон конструкциялар:

- қауіпсіздік;
- пайдалануға жарамдылық;
- ғұмырлық бойынша қойылатын талаптарды, сонымен қатар жобалауға берілген тапсырмада көрсетілген қосымша талаптарды қанағаттандыруы керек.

5.1.2 Қауіпсіздік бойынша қойылатын талаптарды қанағаттандыру үшін сенімділіктің белгіленген дәрежесі әсер етудің ең жағымсыз үйлесімдері кезінде қирамайтындай, конструкция сапасының бастапқы көрсеткіштерін белгілеу керек.

5.1.3 Пайдалануға жарамдылық бойынша қойылатын талаптарды қанағаттандыру үшін сенімділіктің белгіленген дәрежесі әсер етудің ең жағымсыз үйлесімдері кезінде сызаттардың пайда болуы және (немесе) төтенше ашылуы болмайтындай, сонымен қатар ғимараттың немесе имараттың дұрыс пайдалануға беруіне кедергі келтіретін (адамдардың денсаулығын және қоршаған ортаны қорғау бойынша қойылатын талаптардың, конструкцияның сыртқы түріне қойылатын эстетикалық талаптардың, жабдықтардың, механизмдердің дұрыс жұмыс істеуіне қойылатын технологиялық талаптардың, элементтердің бірігіп жұмыс істеуі бойынша конструктивтік талаптардың ж.с.с. бұзылуы) орын ауыстыру және (немесе) тербелістер пайда болмайтындай конструкция сапасының бастапқы көрсеткіштерін белгілеу керек.

5.1.4 Ғұмырлық бойынша қойылатын талаптарды қанағаттандыру үшін сенімділіктің белгіленген дәрежесі пайдалануға берудің (жауапкершілік класының) белгіленген кезеңінің ішінде әсер етудің ең жағымсыз үйлесімдері кезінде (жүктеменің ұзақ әрекеті, жағымсыз климаттық және технологиялық әсер етулер, ауыспалы қатып қалу және еру, агрессивтік әсер етулер ж.с.с.) қауіпсіздік және пайдалануға жарамдылығы бойынша қойылатын талаптарды қанағаттандыратындай конструкция сапасының бастапқы көрсеткіштерін белгілеу керек.

5.1.5 Конструкцияларды дайындау, тасымалдау және монтаждау кезінде әрекеттегі стандарттарға сәйкес қойылатын технологиялық талаптардың есебімен жобалау керек.

5.1.6 Бетон және темірбетон конструкциялардың қауіпсіздігі, пайдалануға жарамдылығы, ғұмырлығы және жобалауға берілген тапсырмамен белгіленген басқа талаптар:

- бетонға және оның құрамдастарына қойылатын талаптардың;
- арматураға қойылатын талаптардың;
- конструкцияны есептеуге қойылатын талаптардың;
- конструктивтік талаптардың;
- технологиялық талаптардың;
- пайдалануға беруге қойылатын талаптардың орындалуымен қамтамасыз етілуі керек.

5.1.7 Конструкциялар:

- қауіпсіздіктің белгіленген дәрежесімен тиісті ғұмырлыққа ие бола отырып, құрылыс салу (дайындау), пайдалануға беру және реконструкциялау үдерісінде барлық әсер етулерді қабылдайтындай;

- кепілдеме берілген сенімділікпен оларға дұрыс пайдалануға беру бойынша қойылатын талаптарды қанағаттандыратындай есептелініп, конструкциялануы керек.

5.1.8 Конструкциялардың келешекті бұзылыстары толығымен жоққа шығарылуы, немесе конструкция пайдалануға беру кезінде ұшырайтын қауіпті болдырмау жолымен рұқсатты деңгейге дейін шектелген болуы керек.

5.1.9 Конструкцияның сенімділігін материалдар мен оңтайлы конструктивтік жүйелерді тиісті таңдау; шекті жағдайдың әдісінің есептік жағдайлары асып кетпегенін көрсететін жағдайлардың тексерістік есептері; жобаға сәйкес конструкцияны салу кезінде орындалатын толықтырылған конструктивтік талаптар мен бақылау арқылы қамтамасыз ету керек.

5.1.10 Конструкция пайдалануға берудің қарастырылған кезеңінің ішінде пайдалануға беру және жөндеуге жарамдылық шарттарының есебімен белгілеу жөніндегі талаптарға сәйкес келетіндей жобалануы керек.

5.1.11 Бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау кезінде олардың сенімділігін әсер етудің есептік мәндерін, осы сипаттардың сипаттық мәндері бойынша қауіпсіздіктің тиісті жеке коэффициенттерінің көмегі арқылы ғимараттар мен имараттардың жауапкершілік дәрежесі бойынша кластың есебімен анықталатын бетон мен арматураның есептік сипаттарын пайдалану жолымен есептеудің жартылай ықтималдық әдіспен орнату керек.

5.1.12 Әсер етудің сипаттық мәндерін олардың статикалық өзгергіштігінің есебімен анықтау керек. Әсер ету мен олардың үйлесімдерінің есептік мәндерін А қосымшасы бойынша шекті жағдай мен есептік жағдайдың түріне байланысты қабылдау керек.

5.1.13 Материал сипаттарының сипаттық мәндерін материал қасиеттері мен конструкция массивтілігінің статистикалық өзгергіштігінің есебімен анықтау керек.

5.1.14 Материал сипаттарының есептік мәндерінің сенімділігінің дәрежесін есептік жағдайға және бетон мен арматура бойынша қауіпсіздік коэффициенттерін белгілеу жолымен тиісті шекті жағдайға қол жеткізудің қауіптілігіне байланысты орнату керек.

5.1.15 Бетон және темірбетон конструкциялардың есептеуді есептік тәуелділіктерге кіретін қауіпті факторлардың өзгергіштігі туралы жеткілікті деректер бар болғанда толық ықтималдық есептеудің негізінде сенімділіктің берілген деңгейінде жүргізуге жол беріледі.

Есептік жағдайлар

5.1.16 Шекті жағдайлар бойынша бетон және темірбетон конструкцияларды есептеу кезінде конструкцияның есептік схемасын, әсер етудің есептік мәндерінің үйлесуін, қоршаған ортаның жағдайларын, конструкцияның жұмыс сатысын ж.т.б сипаттайтын есептік жағдайларды қарастыру керек.

Конструкцияларды есептеген кезде:

- тұрақты, құрылыс объект қызметінің мерзіміндей сол тәртіптегі ұзақтығы бар;
- өтпелі, құрылыс объект қызметінің мерзімімен салыстырғанда шамалы ұзақтығы бар;
- апатты, пайда болудың ықтималдығы шамалы және шамалы ұзақтығы бар, бірақ сол кезде болатын шекті жағдайларға жеткізу тұрғысынан өте маңызды болып табылатын жағдайларды қарастыру керек.

5.1.17 Объектіні белгілеу кезінде суреттелген тұрақты жағдайларда конструкцияларды есептеуден басқа уақытша жағдайларды тексеру қажетілігі тууы мүмкін. Мысалы:

- монолиттік конструкциялар тұрғызудың кезекті кезеңі уақытында;
- құрама конструкциялардың қорама қалыбын алып тастау, тасымалдау және монтаждауда;
- алдын-ала кернелген конструкцияларда сығуды күшейтуге беру сәтінде;
- құрама-монолитті конструкцияларда монолиттік бетонмен жобалық беріктігін алуға дейін монтаждау кезінде;
- күрделі жөндеу және реконструкцияны орындау кезінде пайда болуы мүмкін.

5.1.18 Ерекше есептік жағдайларда конструкциялар сенімділігі 12-бөлімде мазмұндалған конструктивтік талаптардың орындалуымен қамтамасыз етілуі керек. Осындай жағдайлар үшін шекті жағдайлардың бірінші тобы бойынша кейбір кезде тексеру жүргізу керек. Ерекше есептік жағдайлар жабдықтардың жарылуына, соқтығысуына, апатқа, өртке байланысты, сондай-ақ, тікелей конструкцияның қандай болса да, элементтің тоқтап қалуынан кейін пайда болуы мүмкін.

Жүктемелер мен әсерлер

5.1.19 Әсерлердің сипаттамалық мәндерін ҚР ҚН EN 1991:2002/2011 сәйкес, ал жүктеме бойынша қауіпсіздіктің тиісті жеке коэффициенттерінің мәндерін осы құралдың А қосымшасына сәйкес қабылдау керек. Әсерлердің сипаттық мәндері тапсырушының келісімі бойынша, бірақ ҚР ҚН EN 1991:2002/2011 белгіленген мәндерінен кем емес етіп қабылдауға рұқсат етіледі. Әсерлердің сипаттық мәндерін және олардың үйлесуін шекті жағдай мен есептік жағдайдың түріне байланысты А қосымшасы бойынша қабылдау керек.

5.2 Бетон және темірбетон конструкцияларды есептеуге қойылатын жалпы талаптар

Бетон және темірбетон конструкциялардың шекті жағдайлары

5.2.1 Бетон және темірбетон конструкциялардың есебі:

- конструкция пайдаланудың толық жарамсыздығына әкелетін бірінші топтағы шекті жағдайлар;

- конструкцияның қалыпты пайдалануын қиындататын немесе көзделіп отырған қызмет мерзімімен салыстырғанда ғимарат пен имараттың пайдалану уақытын азайтатын екінші топтағы шекті жағдайлар әдісі бойынша талаптарға сәйкес жүргізілуі керек.

Есептер олардың қызметінің барлық мерзімі ішінде сондай-ақ оларға қойылатын талаптарға сәйкес жұмыс жүргізу кезінде ғимараттар мен имараттардың сенімділігін қамтамасыз етуі керек.

5.2.2 Бірінші топтағы шекті жағдайлар бойынша есептер:

- беріктік бойынша есепті;
- нысан тұрақтылығы бойынша есепті (жұқа қабырғалы конструкциялар үшін);
- жай-күй тұрақтылығы бойынша есепті (төңкеру, сырғанау, қалқу) қамтиды.

5.2.3 Бетон және темірбетон конструкциялардың беріктігі, сондай-ақ төзімділігі бойынша есеп бастапқы кернеулі жағдайды ескеру арқылы есептік әсер етуден және олардың үйлесуінен болатын конструкциялардағы күштер, кернеулер және деформациялар түрлі сипаттағы тікелей бұзылар алдында конструкциямен қабылданатын тиісті шекті жағдайларды асырмайтындай етіп жасалады.

5.2.4 Конструкцияның нысан тұрақтылығы, жай-күй тұрақтылығы бойынша есеп (конструкция мен негізінің бірлескен жұмысын, олардың деформациялық қасиеттерін, негізімен байланысының жылжыту кедергісін және т.б ескере отырып) тиісті нормативтік құжаттар бойынша жүргізілуі керек.

5.2.5 Екінші топтағы шекті жағдайлар бойынша есеп:

- сызаттардың пайда болу есебін;
- сызаттарды ашу есебін;
- деформациялардың есебін қамтиды.

Екінші топтағы шекті жағдайлар бойынша конструкциялар есебі кезінде материалдарға қауіпсіздіктің жеке коэффициентінің мәндерін 1-ге тең етіп қабылдау керек. Осыған байланысты есепте серпінділік модулінің орташа мәндері мен материалдардың беріктік сипаттамасының сипаттық (нормативтік) мәндері қабылданады.

5.2.6 Сызаттардың пайда болу бойынша бетон және темірбетон конструкциялар есебі есептік әсер етуден және олардың үйлесуінен конструкциялардағы күштер, кернеулер және деформациялар жағдайынан жүргізілуі керек.

5.2.7 Сызаттың ашылуы бойынша бетон және темірбетон конструкциялар есебі есептік әсерлерден және олардың үйлесуінен болатын конструкциядағы сызаттардың ашылу жалпақтығы конструкцияға қойылатын талаптарға, оның пайдалану шарттарына (қоршаған ортаның және арматураның тоттану жүріс ерекшеліктерін ескеру арқылы материал сипаттамалардың әсер етуі) байланысты 5.1-кестеде берілген шекті рұқсат етілетін мәндерінен аспайтындай етіп жасалады.

Агрессиялық жағдайларда пайдаланатын конструкциялар үшін ҚР ҚН EN 206 1-қағидаларына сәйкес тот басудан қорғау бойынша қосымша іс-шаралар көзделуі керек.

5.1-кесте – w_{lim} сызаттарын ашу енінің шекті рұқсатты мәндері

миллиметрмен берілген

5.2-кесте бойынша пайдалану жағдайларының класы	Темірбетон элементтер
	Ақосымшасы бойынша әсер етудің квазитұрақты қиысуы
XC0, XC1	0,4 ¹⁾
XC3	0,3

ЕСКЕРТПЕ 1 XC0 және XC1 пайдалану класы үшін сызаттарды ашу ені ұзаққа төзуіне әсер етпейді және осы шекті мәні, әдетте, эстетикалық-психологиялық талаптарға сүйене отырып, рұқсат етілген сыртқы көрінісін қамтамасыз етуге пайдаланады. Егер сыртқы көрінісіне қойылатын талаптар болмаса, онда осы шекті мәнің артуы мүмкін

5.2.8 Деформациялар бойынша бетон және темірбетон конструкциялар есебі есептік әсер етуден және олардың қиысуынан болатын конструкциялардағы тербелістердің бүгілген жерлері, бұрылыс бұрыштары, орын ауыстыруы және (немесе) параметрлері объект сипаттамасына, шектес және іргелес көршілес элементтердің ықтимал бұзылуына, технологиялық жабдықтарға байланысты эстетикалық пікірлерді ескере отырып, белгіленген тиісті шекті рұқсат етілген мәндерінен аспай, сондай-ақ пайдалану үдерісінде басқа қауіпті жағдайларды туғызбай жасалуы керек.

Бүгілген жерлердің шекті рұқсат етілген мәндері тиісті нормалардың талаптарына сәйкес қабылданады.

Толық бүгілген жерін немесе оның бөлігін өтеу мақсатында конструкцияның бастапқы бүгілген жері болуы керек.

5.2.9 Бетон және темірбетон конструкцияларда шекті күштер мен деформациялар анықталуын қарастырып отырған шекті жағдайда конструкциялар және материалдар жұмысының нақты физикалық сипатына ең жақын жауап беретін есептік схемалары (модельдер) негізінде жүргізіледі.

5.2.10 Бетон және темірбетон конструкциялар есебі конструкцияларда әртүрлі әсерлерден пайда болатын майыстыру және айналу сәттердің, бойлық және көлденең күштердің, сондай-ақ жүктеменің жергілікті әрекетіне жасалады.

5.2.11 Күштің беріктілігі және қалыпты қиысудағы деформация бойынша есебі кезінде элементтер қиысуында сыртқы күштер мен ішкі күштердің тепе-теңдік теңдігін, сондай-ақ төмендегі ережелерді пайдаланатын деформациялық модель негізінде анықталады:

- бетондардың кернеулері және деформациялары 6-бөлімдегі көрсеткіштерге сәйкес « σ_c - ϵ_c » деформация диаграммасы бойынша қабылданады;

- арматураның кернеулері және деформациялары 6-бөлімдегі көрсеткіштерге сәйкес « σ_s - ϵ_s » деформация диаграммасы бойынша қабылданады;

- бетон және арматураның орташа деформацияларға жазық қиысудың гипотезасы әділ болып саналады;

- созылуға түсетін бетон есептерде ескерілмейді;

- қиысу кедергісінің тауысу критерийлері, бетон және арматура шекті деформацияның мәндері 7-бөлімнің көрсеткіштеріне сәйкес алынады.

5.2.12 Бойлық оське қалыпты қиысудың жалпы нысандағы элементтерді есептеуге арматураның кез-келген қалпында және кез-келген сыртқы әсерлер кезінде қарастырып отырған қиысуда жүктеменің кез-келген деңгейде қиысу бойынша деформациялар бөлуін сипаттайтын тендеулермен бірге әрекет ететін сәттер мен бойлық күштердің тепе-теңдік тендеулерін пайдалануға рұқсат етіледі.

5.2.13 Бетон мен арматурадағы кернеулер бастапқы және конструкцияны пайдалану (шөгу, жылжығыштығы, ісіну және т.б.) үдерісінде өрістейтін әсерлерді қоса алғандағы барлық әсерлерден болатын жиынтық салыстырмалы деформацияларына сүйене отырып, материалдар жағдайының есептік диаграммалары бойынша анықталады.

5.2.14 Элементтің әбден созылған және қысылған шегінде шоғырланған тікбұрышты, арматурасы бар тавролық және екі тавролық көлденең қиысудың темірбетон элементтердің беріктігі бойынша есебі жүктемелер мен әсерлерден пайда болған майыстыру сәттері және бойлық күштері қиысу симметриясының жазықтығында қолданылатындықтан, қиысудың қысылған аймағында бетондағы кернеулер таралуының тікбұрышты эпюрасын қабылдай отырып, бойлық оське қалыпты қиысудың шекті күштері бойынша жасауға рұқсат етіледі.

5.2.15 Көлденең күштердің әрекетіне темірбетон конструкциялардың есебін өзара бір-бірімен қысылған және созылған қиғаш тіректермен біріктірілген, қысылған және созылған белдеулерден құралатын және есептік қиысуда сыртқы және ішкі күштер тепе-теңдік тендеулерін пайдаланатын сырық моделі негізінде жасауға рұқсат етіледі.

5.2.16 Айналусәттері мен майыстыру әрекетіне беріктігі бойынша темірбетон конструкциялар есебі кеңістіктік қиысу (кеңістіктік қиысу моделі) бойынша темірбетон элементібұзылудың есептік моделі негізінде жасалады.

Айналу сәттерінің, майыстыру және осьтік күштер әрекетіне беріктігі бойынша темірбетон конструкциялар есебін кеңістіктік сырықтық жүйе (кеңістіктік қиысу моделі) түріндесызаттары бар темірбетон элементінің есептік моделі негізінде жасауға рұқсат етіледі.

5.2.17 Шектеулі алаңшаға қосылған жергілікті қысылу жүктемесінің әсері кезінде оның ауданы конструкцияның қиысу ауданынан кем болғандықтан, жергілікті қысуға (умаждауға) конструкция есебі тікелей жүк алаңшасы маңында жасалады.

5.2.18 Шектеулі алаңшаға қосылған жергілікті созылатын жүктеменің әсері кезінде оның ауданы конструкцияның қиысу ауданынан кем болғандықтан, жергілікті созылуға (үзілуге) есебі жасалады.

5.2.19 Шектеулі алаңшаға түсетін жергілікті көлденең жүктемелердің плиталық конструкцияларға әсер ету кезінде жергілікті кесіндіге (басып майыстыруға) есеп жасалады.

5.2.20 Түйістер (түйіндер, байланыс жіктері) есебі майысу сәттерінің, бір элементтен екіншісіне берілетін және түйісу қоспасының жазықтығымен беттесуші қиысуда әрекет етуші жылжыту, созу және қысушы күштердің әсеріне жасалуы керек.

5.2.21 Үш өзара перпендикулярлы бағыттағы күш беретін әсерлерге ұшырайтын көлемді конструкцияларды есептеу кезінде, жалпы жағдайда, конструкциядан бөлінген, олардың қырларына әсер ететін күштері мен бірлік өлшемді көлемді элементтер қаралуы керек.

5.2.22 Шеткі элементтер әдісімен (ШЭӘ) бетон және темірбетон (сырықтық, жазықтықтық, көлемді) конструкциялар есебі шеткі элементтер қаттылығының тиісті

матрицасын пайдалана отырып жасалуы керек. Шеткі элементтердің қаттылық матрицасын конструкцияның әртүрлі кернеулі жағдайлар кезінде бетон және темірбетон деформациялау мен беріктігінің жалпы модельдері негізінде қалыптастыру керек. Әртүрлі түрдегі кернеулі жағдайлары бар конструкциялардың деформациялану және бұзылу ерекшеліктерінде физикалық арақатынасы өзіне қамтыған салыстырмалық деформациялар мен кернеулердің байланысы ескеріледі.

5.2.23 Массивтік темірбетон конструкциялар есебінбұғат модельдерін пайдалану арқылы серпінділік теорияның әдістерімен жасауға рұқсат етіледі.

Массивтік темірбетон конструкциялардың беріктігінен айырылу мен сызат тұрақтылығының өлшемдері ретінде олардың тиісті шекті мәндеріне (есептік кедергілеріне) кернеулер арқылы жететін жағдайды қабылдау керек.

Есептік әдістерден басқа конфигурациясы күрделі массивтік конструкцияларға физикалық модельдерді сынау нәтижелерін пайдалануға рұқсат етіледі.

Бұғаттық модельдерді қолдану кезінде қалыпты немесе қиғаш сызаттармен бөлінген және қысу аймағының бетоны мен созу аймағының арматурасы арқылы өзара байланысатын бұғат жүйелерін қарастыру керек.

5.2.24 Осы құралдың есептік және конструктивтік талаптарын орындаудан басқа бетон және темірбетон конструкцияларды жобалаған кезде, конструкциялар жасау мен тұрғызудың технологиялық талаптарының орындалуы, сондай-ақ экология бойынша талаптарды ескеру арқылы тиісті нормативтік құжаттарға сәйкес ғимараттар мен имараттарды тиісті пайдалану үшін жағдайлар қамтамасыз етілуі керек.

5.2.25 Құрама конструкцияларда қосылыстар беріктігіне және ұзақ төзуге ерекше көңіл бөлінуі керек.

5.2.26 Бетон элементтер:

а) элементтің көлденең шегінде бойлық күштің орналасуы кезінде қысуға жұмыс істейтін конструкцияларда басымырақ;

б) элементтің көлденең қиысу шегінен тыс бойлық күштің орналасу кезінде қысуға жұмыс істейтін конструкциялардағы кейбір жағдайларда, сондай-ақ, олардың бұзылуы тікелей адам өміріне және жабдықтар сақталуына (мысалы тегіс негізінде жатқан элементтер) қаупі болмағандықтан майысатын конструкцияларда қолданылады.

Егер пайдалану сатысында олардың беріктігі бетонмен ғана қамтамасыз етілсе, конструкциялар бетон ретінде қаралады.

5.3 Конструкцияның ғұмырлығы

5.3.1 Берік конструкция мөлшерлес пайдалануға беру шығындары кезінде (жалпы талаптар үшін ҚР ҚН EN 1990 қар.) пайдалануға беру қасиеттерін жоғалтпай, қызмет көрсетудің барлық есептік мерзімі ішінде пайдалануға берудің жарамдылығы мен тұрақтылығы бойынша талаптарды қанағаттандыруы керек.

5.3.2 Бетон және темірбетон конструкцияларды ұзаққа төзу талаптары шекті жағдайлардың есептік жай-күйін орындалуымен, сондай-ақ 5.2-кестеде берілген конструкцияны пайдалануға берудің шарттарының кластарына байланысты 9-бөлімде мазмұндалған конструктивтік талаптарымен қамтамасыз етіледі.

5.3.3 Қоршаған ортаның жағдайлары – бұл механикалық әсер етуге қосымша ретінде конструкциядағы химиялық және физикалық жағдай. Пайдалану шарттары жүктеменің әсерінен болатын әсерлерді өзіне қамтымайды

5.3.4 Бетон және темірбетон конструкциялардың суыққа төзімділігі мен су өткізбеушілігі бойынша бетон маркаларын құрылыс ауданында олардың пайдалануға беру тәртібімен сыртқы ауаның есептік қысқы температураларына байланысты:

– ғимараттар мен имараттар конструкцияларына (жылытылатын ғимараттардың сыртқы қабырғаларынан басқа) – 5.3-кестеде көрсетілгеннен кем емес;

– жылытылатын ғимараттардың сыртқы қабырғаларына – 5.4-кестеде көрсетілгеннен кем емес қабылдануы керек.

5.3.5 Әртүрлі мақсаттағы ғимараттар мен имараттардың бетон және темірбетон конструкциялары үшін басқа нормативтік құжаттар беріктік бойынша 5.3.2-тармағына қарағанда, тым қатал талаптарды орнатқан жағдайда тиісті құжаттардың талаптары қолданылады.

5.2- кесте – ҚР СТ EN 206-1-кестесіне сәйкес қоршаған ортаның сипаттамасына байланысты конструкциялар пайдалану жағдайларының кластары

Ортаның класы	Ортаның сипаттамасы	Орта кластарын ұқсастыру мысалы	Бетонның индикативтік класы
1	2	3	4
1 Тот басу немесе агрессиялық әсерлердің болмауы			
X0	Бетон үшін төменде аталған барлық жағдайлар	Ғимараттағы бетонның ауа ылғалдығы өте аз	CC0,3/0,4
	Темірбетонға тым құрғақ орта		CC4/5
2 Карбонизация салдарынан тот басу			
XC1	Құрғақ күйі	Ғимараттағы бетонның ауа ылғалдығы жоғары емес	Арматураның тотануға қарсы жабыны бар
XC3	Орташа ылғалдылық	Ғимараттағы бетонның ауа ылғалдығы орташа; жаңбырдан қорғалған бетон	

5.3-кесте

Конструкция шарттары		жұмысының Бетонның маркасы, көрсетілгеннен төмен емес					
Пайдалану шарттарының классы	Сыртқы ауаның есептік температурасы, °C	Суыққа төзімділігі бойынша			Су өткізбеушілігі бойынша		
		Жауапкершілік дәрежесі бойынша ғимараттар мен имараттардың (жылытылатын ғимараттардың сыртқы қабырғаларынан басқа) конструкциялары үшін					
		I	II	III	I	II	III
20 ⁰ C төмен температура болуы мүмкін эпизодтық әсері							
XC1,XC3	Минус 20 төмен минус 40 дейін қоса алғанда	F50	Нормаланбайды				
	Минус 5 төмен минус 20 дейін қоса алғанда	Нормаланбайды					

5.4-кесте

Конструкция жұмысының шарттары		Жауапкершілік дәрежесі бойынша жылытылатын ғимараттардың сыртқы қабырғаларына суыққа төзімділігі бойынша бетонның ең төменгі маркасы		
Орын-жайдағы ішкі ауаның салыстырмалы ылғалдығы RH,%	Ауаның есептік қысқы температурасы, °C	I	II	III
RH ≥75	Минус 20 төмен минус 40 дейін қоса алғанда	F100	F75	F50
	Минус 5 төмен минус 20 дейін қоса алғанда	F75	F50	Нормаланбайды
60≤RH ≤75	Минус 20 төмен минус 40 дейін қоса алғанда	F50	Нормаланбайды	
	Минус 5 төмен минус 20 дейін қоса алғанда	Нормаланбайды		
RH ≤60	-	Нормаланбайды		

6 МАТЕРИАЛДАР

6.1 Ұяшықты бетондар

6.1.1 Жалпы ережелер

6.1.1.1 Ұяшықты бетондарбетон көлемінде біркелкі орналыстырылған және бір-бірінен жұқа, біршама берік тасалармен (мембраналармен) бөлінген өзіне тән борпылдақ құрамы –ұяшықты-макроқыртастар құрамы барбетонның бір түрі болып табылады. Ұяшықты бетон – өлшемі 0,1-1,5 мм ұсақ және орташа әуе ұяшықтардың (бетонның жалпы көлемінен 85% дейін)мөлшеріүлкен, аса жеңіл бетон.

6.1.1.2 Ұяшықты бетон экологиялық таза органикалық емес құрылыс материалы болып табылады (ағаштың экологиялық коэффициенті 1,0 болғанда, экология коэффициенті – 1,2-2,0), көп функционалдық пайдалануға болады, тығыздығы аз (150 г/см^3 бастап 1200 г/см^3 дейін), ғұмырлыққа, тот басу төзімділігіне ие.Оның өндірісі үнемді технологиямен, экологиялық қауіпсіздігімен, еңбекті аз қажет етумен, төмен бағамен ерекшеленеді.

6.1.1.3Ұяшықты бетондар мақсаты бойынша:

- 400 г/см^3 дейін құрғақ күйіндетығыздығы орташа және 0,3 бастап 0,9 МПа дейін беріктілігі бар жылу оқшаулағыш;
- 500 г/см^3 бастап 900 г/см^3 дейін тығыздығы және1,3 бастап 3,1 МПа дейін беріктілігі бар конструкциялықжылу оқшаулағыш;
- 1000 г/см^3 бастап 1200 г/см^3 дейін тығыздығы және 3,1 бастап 13,0 МПа дейін беріктігі бар конструкциялық болып бөлінеді.

6.1.1.4 Ұяшықты бетондардың борпылдақтығы:

- жабысқаққа газ тудыратын реакциялар кезінде қоспаны ісіндіретін арнайы газ тудырушы қоспаларды енгізіп, қатқан бетонды газ бетон деп аталатын химиялық жолмен;
- қоспаны дайындалған көбікпен араластырып, қатайған кезде көбіктік бетон алуға болатын механикалық жолмен жасалады.

6.1.1.5 Ұяшықты бетондар дайындау тәсілі арқылы:

- автоклавтық;
- термо-ылғалды өндеуге ұшыраған;
- табиғи қатаятын болып бөлінеді.

6.1.1.6 Ұяшықты бетондар тұтқыр жәнешақпақты-балшықты құрамнан жасалады.Тұтқыр ретінде ұяшықты бетондарға:

- құрамында 50% кем емес үш кальций силикаты және 6-12% үш кальций алюминаты, 10% кем емес төрткальцийалюминаты, үлес беті $3000 \text{ см}^2/\text{г}$ кем емес, 2 сағаттан аса ұстасудың басталуы, 4 сағаттан аспай ұстасудыңаяқталуы бармаркалы, 400және одан жоғары портландцемент немесе қожпортландцемент;
- құрамында 70% кем емес кальций тотығы,5% аспайтын магний тотығы, 2%аспайтын күйдіргіш саны, 2-15 минут сөндіру жылдамдығы бар ұнтақталған, сөндірілмеген, қайнайтын әк;
- цемент-әкті тұтқырғыш;
- әк-белитті тұтқырғыш;

- құрамында домендік түйіршіктелген қоқысы бар араласқан тұтқырғыш;
- құрамында 90% кем емес сульфат кальций, 2% аспайтын магний тотығы және 0,5% аспайтын хлоридтер бар ангидрит немесе құрамында 70% кем емес сульфат кальций, 2% аспайтын магний тотығы және 0,5% аспайтын хлоридтер бар гипс тасы түріндегі гипс тұтқырғыш қолданылады.

Шақпақты-топырақты құрамдасы ретінде ұяшықты бетондарға:

- құрамында 70% кем емес кварц, 0,5% аспайтын натрий тотығы, 1,5% аса кальций тотығы, 0,2% аспайтын хлоридасы, 3% кем емес тұнбалы және балшықты қоспалары бар кварц құмы;

- құрамында 60% аспайтын SiO_2 , 20% аспайтын темір минералдар, 2% аспайтын SiO_2 түгенделгендегі күкірттік қосылыстар, 0,5% аспайтын қара шақпақ тас, 3% аспайтын балшықты бөлшектері бар, кен байытудың жұқа дисперстік қосалқы өнімдері қолданылады.

6.1.1.7 Газ тудырушы ретінде газ бетонға құрамында 90% кем емес опадағы, 60% кем емес пастадағы, $7000 \text{ см}^2/\text{г}$ кем емес суда жабулы қабілетінде белсенді алюминийі бар негізде жасалған алюминий опасы немесе пастасы қолданылады.

6.1.1.8 Көбіктік бетон ұяшықты құрылымының пайда болуы үшін төзімді көбіктер (желім-канифолды, шайырсапониндік, алюмосульфатонафтендік, ГК типті органикалық емес көбік түзушілер немесе органикалық көбік түзушілер) алуға себепші болатын, шала белсенді заттардың әртүрлері қолданылады. Көбікті тұрақтандыру үшін сұйық шыны, жануарлық желім ж.т.б. түрдегі тұтқыр заттар қолданылады.

6.1.1.9 Жобалау кезінде белгіленетін ұяшықтық бетон сапасының негізгі көрсеткіштеріне төмендегілер жатады:

- СС қысуға беріктігі бойынша ұяшықты бетон классы;
- суыққа төзімділігінің **F** маркасы (кезекпен мұздату және жібіту әрекетіне ұшырайтын конструкциялар үшін белгілейді);
- орташа беріктігінің **D** классы.

6.1.1.10 Қажет болған кезде жылу оқшаулағыш, термиялық төзімділігі, отқа төзімділігі, тоттануға төзімді, биологиялық қорғау ж.т.б. байланысты бетон сапасының қосымша техникалық көрсеткіштерін белгілеуге болады. Бетон сапасының қажетті көрсеткіштері 5-бөлімнің нұсқаулары бойынша пайдалану шарттарының есебіне және класына сәйкес бетон, темірбетон конструкцияларын жобалау кезінде белгіленуі керек.

6.1.2 Ұяшықты бетондардың жіктелісі, сипаттық және есептік кедергілері

6.1.2.1 Бетон және темірбетон конструкцияларды жобалау кезінде қысу беріктігіне ұяшықты бетондарды көрсетілген EN 206-1 кластары бойынша қолдану керек: CC0,3/0,4; CC0,6/0,7; CC0,9/1; CC1,3/1,5; CC1,7/2; CC2,2/2,5; CC3,1/3,5; CC4,5/5; CC6,9/7,5; CC9/10; CC11/12,5; CC13/15.

ЕСКЕРТПЕ Қысу беріктігіне ұяшықты бетон класы, мысалы, CC11/12,5 болжамы бойынша диаметрі 150 мм және ұзындығы 300 мм мерзімі 28 тәуліктей цилиндрлерде қысуға бетонның сипаттық (квантиль 5%) беріктігі (орташа цилиндрлік беріктігі 14,13 МПа болғанда) 11 МПа кем емес, ал 150 мм қыры бар кубтарда қысуға бетонның сипаттық (квантиль 5%) беріктігі 12,5 МПа кем емес болу керек.

Орташа тығыздығы бойынша ұяшықты бетондар мынадай маркаларға бөлінеді: D300; D400; D500; D600; D700; D800; D900; D1000; D1100; D1200.

Суыққа төзімділігі бойынша ұяшықты бетондар мынадай маркаларға бөлінеді: F15; F25; F35; F50; F75.

6.1.2.2 Бетон және темірбетон конструкцияларды есептеу кезінде қолданылатын ұяшықты бетонның базалық беріктік сипаттамасы осьтік қысуға f_{ck} бетонның сипаттық кедергісі болып табылады.

6.1.2.3 Құрама темірбетон конструкцияларды жобалаған кезде, конструкциялар жасаудың тиісті кезеңіне (мысалы, қорама қалыптың беріктігі ж.т.б.) сәйкес қысуға бетон беріктігін қосымша көрсету керек.

6.1.2.4 Конструкциялар сақтаудың орташа стандарт шарттары үшін (EN 12390) тәуліктік мезгілде t қысуға бетонның орташа беріктігін $f_{cm}(t)$ мына формула бойынша анықтауға жол беріледі:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (6.1a)$$

Жылу өндеуге ұшыраған темірбетон элементтер үшін тәуліктік мезгілде t қысуға бетонның орташа беріктігін $f_{cm}(t)$ мына формула бойынша анықтауға жол беріледі:

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (6.1б)$$

(6.1a) формуласында $\beta_{cc}(t)$ коэффициентінің мәні мына формула бойынша анықталады:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ 0,25 \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (6.2)$$

(6.1a), (6.1б) және (6.2) формулаларда:

$f_{cm}(t)$ – (> 28 тәулік) мезгілінде t қысуға бетонның орташа беріктігі;

f_{cm} – 6.1-кесте бойынша қолданылатын 28 тәулік мезгілінде қысуға бетонның орташа беріктігі;

$f_{cmp} - t_p < t$ уақыт сәтінде жылу өндеуді аяқтағаннан кейін қысуға бетонның орташа беріктігі;

t – бетонның жасы (> 28 тәулік); $t_1 = 1$ тәулік.

6.1.2.5 Бетонның осьтік қысу мен созылуға сипаттық кедергісі, сондай-ақ 6.1.2.1 тармақшасында нормаланған беріктілік кластарына сәйкес оның осьтік қысуға орташа беріктік мәндері 6.1-кестеде берілген.

6.1.2.6 Бетонның f_{cd} қысуға және f_{ctd} созуға есептік кедергісін бетонның сәйкесінше осьтік қысуға f_{ck} және осьтік созуға f_{ctk} бетон бойынша қауіпсіздіктің γ_c және γ_{ct} жеке коэффициенттеріне сипаттық кедергілерін бөлу жолы арқылы анықтау керек, мұнда қауіпсіздіктің жеке коэффициенттері төмендегіге тең етіп қабылданады:

а) күш түсетін қабілеттіліктің шекті жағдайлары бойынша есептеген кезде – $\gamma_c = 1,5$ және $\gamma_{ct} = 2,3$;

б) пайдалануға беру жарамдылығының шекті жағдайлары бойынша есептеген кезде – 1,0.

6.1.3 Бетонның серпінді деформациялары

6.1.3.1 Бетонның серпінді деформациялары оның жасалу түріне және технологиялық ерекшеліктеріне байланысты болады. Осы нормативтік-техникалық құрал бетонның серпінді деформацияларын сипаттайтын төмендегі базалық көрсеткіштерді белгілейді:

– бетонның ($\sigma_c = 0$ және $\sigma_c = 0,4 \cdot f_{cm}$ нүктелері арасындағы қиысудың еңіс бұрышының тангесі ретінде анықталатын) серпіндік модулінің E_{cm} мәндері қалыпты бетондар үшін 6.1-кесте бойынша қолданылуы керек.

Мерзім ішінде бетонның серпіндік модулінің $E_{cm}(t)$ өзгеруі мына формула бойынша анықталуы мүмкін:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm}, \quad (6.5)$$

мұнда:

$f_{cm}(t)$ —(6.1a, б) формула бойынша анықталатын уақыт сәтінде қысылуға бетонның орташа беріктігі;

f_{cm} —28 тәулік мерзімдегі бетонның орташа беріктігі;

E_{cm} —6.1-кесте бойынша анықталатын 28 тәулік мерзімдегі бетонның серпінділік модулі;

- Пуассон коэффициенті $\nu_c = 0,20$;

- сызықтық температуралық ұлғайту коэффициенті $\alpha_{ct} = 0,8 \cdot 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$;

- орташа тығыздығына қарай, ұяшықты бетонның жылу өткізгіштігінің коэффициенті λ_c 6.2-кесте бойынша қолданылады.

6.1-кесте – Ұяшықты бетонның беріктіліктік және деформациялық сипаттамалары

Бетон беріктілігінің кластары													Сараптамалық тәуелділігі/түсіндірме
f_{ck} , МПа	0,3	0,6	0,9	1,3	1,7	2,2	3,1	4,5	6,9	9	11	13	
$f_{ck,cube}$, МПа	0,4	0,7	1	1,5	2	2,5	3,5	5	7,5	10	12,5	15	
f_{cm} , МПа	0,38	$\frac{0,7}{7}$	$\frac{1,5}{6}$	1,67	2,18	2,82	3,98	5,78	8,86	11,56	14,13	16,7	$0,78f_{cm}=f_{ck}$
f_{ctm} ,МПа				$0,36.\eta_1$	$0,42.\eta_1$	$0,51.\eta_1$	$0,64.\eta_1$	$0,82.\eta_1$	$1,1.\eta_1$	$1,3.\eta_1$	$1,5.\eta_1$	$1,7.\eta_1$	$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ $\eta_1=0,40+0,6\rho/1200$
$f_{ctk,0,05}$, МПа				$0,25.\eta_1$	$0,29.\eta_1$	$0,36.\eta_1$	$0,45.\eta_1$	$0,57.\eta_1$	$0,77.\eta_1$	$0,91.\eta_1$	$1,05.\eta_1$	$1,19.\eta_1$	$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm}$ Квантиль 5%
$f_{ctk,0,95}$, МПа				$0,47.\eta_1$	$0,55.\eta_1$	$0,66.\eta_1$	$0,83.\eta_1$	$1,07.\eta_1$	$1,43.\eta_1$	$1,69.\eta_1$	$1,95.\eta_1$	$2,21.\eta_1$	$f_{ctk,0,95} = 1,3f_{ctm}$ Квантиль 95%
E_{cm} , ГПа				$2,24.\eta_E$	$\frac{2,77.\eta}{E}$	$3,68.\eta_E$	$\frac{4,04.\eta}{E}$	$5,57.\eta_E$	$\frac{7,22.\eta}{E}$	$8,4.\eta_E$	$8,8.\eta_E$	$9,3.\eta_E$	$\eta_E=0,6+ 0,4(\rho/1200)^3$
ε_{c1} , ‰				$2,1.\eta_1$									6.1-суретті қар.
ε_{cu1} , ‰				$3,0.\eta_1$									6.1-суретті қар.
ε_{c2} , ‰				$2,0.\eta_1$									6.2-суретті қар.
ε_{cu2} , ‰				$2,8.\eta_1$									6.2-суретті қар.
n				2									6.2-суретті қар.
ε_{c3} , ‰				$1,6.\eta_1$									6.3-суретті қар.
ε_{cu3} ,‰				$2,8.\eta_1$									6.3-суретті қар.
ЕСКЕРТПЕ 1 Автоклавтық қатудың ұяшықты бетондары үшін $f_{ck},f_{ck,cube}, f_{cm}, f_{ctm}, f_{ctk,0,05}, f_{ctk,0,95}$ мәндерінК=0,9 коэффициентіне көбейту керек.													
ЕСКЕРТПЕ 2 Автоклавтық қатудың ұяшықты бетондары үшін E_{cm} К=0,8 коэффицентіне көбейту керек.													

6.2-кесте

Ұяшықты бетон	Орташа тығыздық бойынша бетонның көрсетілген маркалары кезіндегі жылу өткізгіштік коэффициенті, $Bm,/(m^{\circ}C)$									
	Д300	Д400	Д500	Д600	Д700	Д800	Д900	Д1000	Д1100	Д1200
	0,07	0,09	0,10	0,12	0,15	0,18	0,21	0,25	0,29	0,33

6.1.4 Бетонның жылжығыштығы мен орнығуы

6.1.4.1 Бетон және темірбетон конструкцияларды есептеу кезінде бетон қасиетінің бір уақыт ішінде өзгеруін, сондай-ақ ұзақ үдерістердің (орнығумен жылжығыштығы) дамуына байланысты күшті, кернеуді және жылжуды есепке алу керек. Есептеу кезінде жылжығыштығық пен орнығу сипаттамасының (коэффициентінің) шекті мәндерін пайдалануға жол беріледі.

6.1.4.2 σ_c қысудың тұрақты кернеуі кезінде $t=\infty$ уақыты үшін бетон жылжығыштығының деформациясы $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ бетонның t_0 қосымшаланған жасында төмендегілерге тең:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{co}}. \quad (6.6)$$

Бетон $\varphi(\infty, t_0)$ үшін жылжығыштық коэффициентінің шекті мәндерін 6.1-суретте көрсетілген кестелер бойынша қабылдауға жол беріледі.

6.1-суретте көрсетілген кестелерден алынған бетон үшін $\varphi(\infty, t_0)$ жылжығыштық коэффициентінің шекті мәндері t_0 уақыт мезетінде бірінші рет жүктеу кезінде бетондағы қысатын кернеулердің деңгейі $0,45f_{cm}(t_0)$ аспайтын есептік жағдайлар үшін қабылданады. Егер t_0 уақытының мезетінде қысатын кернеулер, $0,45f_{cm}(t_0)$ асатын болса, төмендегі формула бойынша сызықты емес жылжығыштығын ескере отырып, 6.1-суретте көрсетілген кестелер бойынша алынған жылжығыштық $\varphi(\infty, t_0)$ коэффициенті мәндерінің модификациясын орындау керек:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp[1,5 - (k_{\sigma} - 0,45)], \quad (6.7)$$

мұнда:

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ — сызықтық емес жылжығыштықтың түрленген (сызықты емес) коэффициентінің шекті мәні;

k_{σ} — жүктеу деңгейіне $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$ байланысты коэффициент (t_0 уақыт мезетінде бетондағы қысатын кернеу σ_c);

$f_{cm}(t_0)$ — 6.1.2.4 сәйкесанықталатын t_0 жасындағы бетонның сығылуға орташа беріктігі.

6.1.4.3 6.1-суретте көрсетілген графикалық тәуекелдер бойынша қабылданған бетон жылжығыштығы коэффициентінің $\varphi(\infty, t_0)$ шекті мәндері минус 40 бастап 40°C дейінгі температураның маусымдық тербелістері мен 20%-дан 100%-ға дейінгі салыстырмалық ылғалдық RH жағдайларындағы конструкциялардың есебі кезінде қолданылады.

6.1.4.4 6.1-суретте көрсетілген графикалық тәуекелдер бойынша анықталатын бетон жылжығыштығы коэффициентінің $\varphi(\infty, t_0)$ шекті мәні C55/67 аспайтын қысыуға беріктігі бойынша бетон кластары үшін қолданылады.

6.1.4.5 Бетонның орнығу мөлшерін ε_{cs} мына формула бойынша анықтауға болады:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (6.8)$$

мұнда:

ε_{cd} - бетоннан ылғалдың булануымен шарттасқан бетон орнығуының бөлігі;

ε_{ca} – бетонның кату үдерістерімен шарттасқан бетон орнығуының бөлігі.

Бетон орнығуының мөлшерін $\varepsilon_{cd}(t)$ мына формула бойынша анықтауға болады:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (6.9)$$

мұнда:

$\varepsilon_{cd,0}$ – 6.3-кесте бойынша анықтауға болатын орнығу бөлігінің номиналдық мәндері;

k_h – 6.4-кестесі бойынша қабылданатын қиысудың h_0 көрсетілген мөлшеріне байланысты болатын коэффициент;

β_{ds} – мына формула бойынша анықталатын уақыт ішінде бетон орнығуының даму функциясы:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}, \quad (6.10)$$

t – орнығу бөлігінің мөлшері есептелетін бетон жасы, тәулік;

t_s – бетонды дымқыл күйінде сақтау мезетіндегі жасы, тәулік;

$h_0 = \frac{2A_c}{u}$ - көлденең қиысудың көрсетілген мөлшері, мм;

A_s, u – сәйкесінше элементтің көлденең қиысуының ауданы мен периметрі;

$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$ – ылғалдың булануымен шарттасатын орнығудың қатыстық деформациясының шекті мәні. Номиналдық қатыстық деформацияның $\varepsilon_{cd,0}$ номиналдық мәні 6.3-кестесінен қабылданады.

6.3-кесте бойынша бетон бөлігінің $\varepsilon_{cd,0}$ аралық мәндерін анықтау кезінде сызықтық интерполяцияға жол беріледі.

6.1.4.6 Бетонның орнығу бөлігінің мөлшерін $\varepsilon_{ca}(t)$ мына формула бойынша анықтау керек:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty}, \quad (6.11)$$

мұнда:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \text{ и} \quad (6.12)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}); \quad (6.13)$$

t - уақыт, тәулік

6.3-кесте – Орнығудың $\varepsilon_{cd,0}$ еркін қатыстық деформациясына арналған номиналдық мәндер, ‰

$f_{ck}/f_{c,cube}^G$	RH ауаның салыстырмалы ылғалдығы, %					
МПа	20	40	60	80	90	100
1/1,3 және одан көп	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00

6.4-кесте – (6.9) формуласындағы k_h мәндері

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

6.1.5 Бір осьтік кернелген жағдай кезінде бетон деформациялануының(жағдайының) диаграммалары

6.1.5.1 Бір осьтік кернелген жағдай кезінде бетонның механикалық қасиеттерінің жалпыланған сипаттамасы ретінде біркелкі кернелген күйдегі бетонның бұзылуына жауап беретін орнатылған шекті мәндерге дейін бір рет жұмсалған жүктеменің қысқа мерзімдегі әрекеті кезінде сығылған бетонның кернеулері σ_c мен бойлық салыстырмалық деформациялары ε_c арасындағы байланысты орнататын бетон жағдайының (деформациялануының) диаграммасын қабылдау керек.

Жалпы жағдайда деформациялану (жағдайдың) диаграммасы осьтік қысқа мерзімді уақытша қысылу кезінде төмен түсетін бұтақпен (6.2-сурет) қисық сызықты кескінге ие.

6.1.5.2 Осьтік қысқа мерзімді уақытша сығылу жағдайындағы бетон деформациялануының толық диаграммасын сипаттау үшін төмендегідей сараптамалық тәуелділікті пайдалануға жол беріледі:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta}, \quad (6.14)$$

мұнда:

f_{cm} – 6.1-кесте бойынша қабылданатын конструкцияларды жобалау үшін орнатылған осьтік сығылуға бетон беріктігі;

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \quad (\varepsilon_{c1} < 0);$$

ε_{c1} – 6.1-кесте бойынша қабылдануға тиіс өзгеру диаграммасының ең жоғары нүктесіне сәйкес салыстырмалы деформацияның мәні;

$$k = \frac{1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}};$$

E_{cm} — конструкциялардың сызықты емес есептері үшін бетон серпімділігінің модулі, ГПа, мына формула бойынша анықталады:

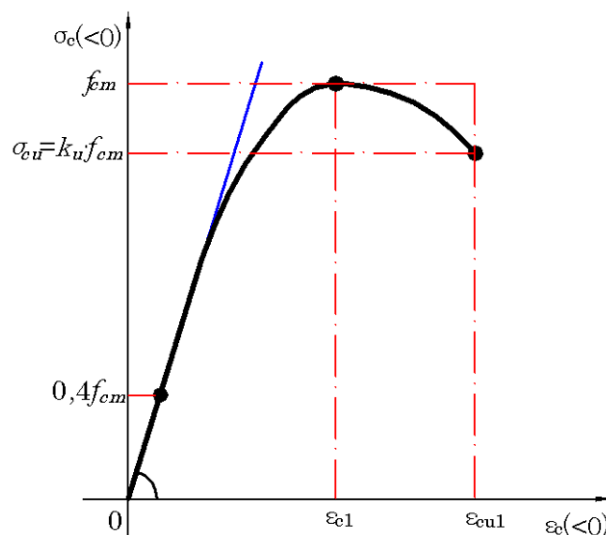
$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

(6.14) тәуелділігі салыстырмалық деформациялар интервалында $0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu1}|$ қабылданады,

мұнда:

ε_{cu1} — 6.1-кесте бойынша қабылданатын сығылу кезіндегі бетонның шекті салыстырмалық мәні.

Күш түсетін қабілеттіліктің шекті жағдайлары бойынша қиысуларды есептеу кезінде базалық диаграммаға баламалық бетон үшін (жеке тура сызықты телімдерден тұратын парабола-сызықты ж.т.б.) жағдайдың жеңілдетілген диаграммаларын қабылдауға жол беріледі.



6.2-сурет – Осытік қысқа мерзімді қысылу кезіндегі бетон деформациялануының (жағдайының) диаграммасы

6.1.5.3 Өзгерудің нормативтік диаграммаларын сипаттау кезінде негізгі ретінде осытік сығылуға f_{ck} бетон кедергісінің сипаттамалық мәндерінің тең кернеулері бар диаграмма басындағы базалық нүктені қабылдау керек.

Есептеу кезінде өзгеру диаграммасының жоғарыдан төменге дейінгі телімінде бетон жұмысының өлшемдік саласы үшін коэффициенттің мәнін $k_u = 0,9$ етіп қабылдай отырып, кернеу деңгейімен $\sigma_{cu} = k_u \cdot f_{ck}$ шектеу керек.

Есептерде қабылданатын бетонның ε_{cu1} салыстырмалық деформацияларының шекті мәні 6.1-кестеде көрсетілген мәндерден аспауы керек.

6.1.5.4 Өзгеру диаграммасының негізгі нүктесіндегі кернеулердің есептік мәндерін 6.1.5.3 нұсқауларға сәйкес анықтау керек, сондай-ақ, бетон кедергісінің сипаттамалық

мәндерінің f_{ck} орнына жүктеменің ұзақ іс-қимылын, оны салудың қолайсыз тәсілін ескеретін α_{cc} коэффициенті бар f_{cd} есептік мәндерді қабылдау керек.

α_{cc} коэффициентінің мәнін $\alpha_{cc} = 0,85$ тең деп қабылдау керек.

Салыстырмалық деформациялар интервалында $|\varepsilon_{c1}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu1}|$ бетон деформациялануының есептік диаграммасы (6.3-сурет) есептік кедергіге $\alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ сәйкес көлденең телімге ие.

6.1.5.5 Темірбетон конструкцияларының қиысу беріктігін есептеу кезінде парабола-сызықты диаграмманы (6.3а-сурет) пайдалануға жол беріледі. Ол үшін кернеулер мен салыстырмалық деформациялар арасындағы өзара байланыс мынадай тәуелділіктермен сипатталады:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], 0 \leq |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c2}| \text{ кезінде,} \quad (6.15)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, |\varepsilon_{c2}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu2}| \text{ кезінде;} \quad (6.16)$$

мұнда:

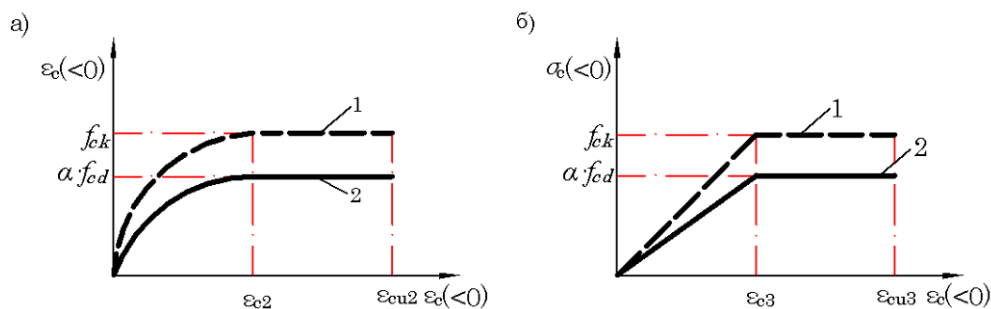
n – 6.1-кесте бойынша қабылданатын деңгей көрсеткіші;

ε_{c2} – 6.1-кесте бойынша қабылданатын диаграммада максималдық кернеуге сәйкес келетін салыстырмалық деформация;

ε_{cu2} – 6.1-кесте бойынша қабылданатын бетонның есептік шекті салыстырмалық деформациялары;

f_{cd} – сығылуға бетонның есептік кедергісі.

Темірбетон конструкцияларының қиысу беріктігін есептеу кезінде сығылу кезіндегі (6.3б-сурет) бетон деформациялануының бисызықтық баламалық жеңілдетілген диаграммасын пайдалануға жол беріледі. Салыстырмалық деформациялардың ε_{c3} және ε_{cu3} мәндерін 6.1-кесте бойынша қабылдау керек.



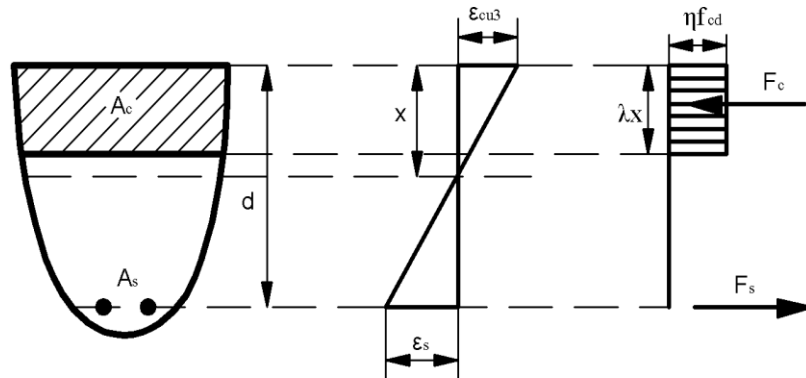
1 - нормативтік диаграмма; 2 - есептік диаграмма

6.3-сурет – Темірбетон конструкцияларының қиысу беріктігін есептеу кезінде қолданылатын, сығылу кезіндегі бетон деформациялануының диаграммалары:

а – парабола-сызықтық; б – жеңілдетілген бисызықтық

6.1.5.6 Конструкцияның қатты созылған және қатты сығылған шектерінде шоғырланған арматурамен жеңіл нысан қималарының беріктігін және симметрия жазықтығында әрекет ететін күштерді есептегенде қиманың (6.3 а-сурет) сығылған аймағының тиімді биіктігі шеңберінде кернеулерді үйлестірудің тік бұрышты эпюрасын пайдалануға жол беріледі.

Қиысудың сығылған аймағының тиімді биіктігін анықтау үшін пайдаланылатын λ коэффициентінің мәнін және тиімді беріктікті анықтау үшін η коэффициентін мәнін $\lambda = 0,8$; $\eta = 1,0$ деп қабылдау керек.



6.3а-сурет – Қиысудың тиімді қысылған аймағының биіктігі бойынша кернеулерді бірқалыпты бөлу

6.1.5.7 $f_{ctm,fl}$ майыстыру кезінде созылуға бетон беріктігі мен f_{ctm} осьтік созылуға орташа беріктік арасындағы тәуелділікті мына түрде қабылдауға жол беріледі:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad (6.17)$$

мұнда:

h — элементтің толық биіктігі, мм;

f_{ctm} — 6.1-кесте бойынша қабылданатын осьтік созылуға орташа беріктік.

6.2 Арматураға қойылатын талаптар

6.2.1 Арматураның қолданбалы кластары

6.2.1.1 Темірбетон конструкциялардың арматурасы ретінде St240, St400 және St500B арматуралардың кластарын қабылдау керек. Өндіру тәсілі бойынша арматура ыстықтай жұқартылған, термомеханикалық беріктендірілген және суықтай өзгертілген болып бөлінеді. Арматураның механикалық қасиеттеріне қойылатын талаптар тиісті стандарттармен регламенттелінеді.

Арматураның рұқсат етілген кластары Бқосымшасында көрсетілген.

6.2.1.2 Ойық бетондардан жасалған темірбетон конструкциялар үшін арматураның диаметрі 16 мм аспауы керек.

6.2.2 Арматураның сипаттық және есептік кедергілері

6.2.2.1 Арматураның сипаттамалық кедергісі $f_{yk}(f_{0,2k})$ – 0,2 % тең қалдық салыстырмалық созылуға сәйкес кернеулер мәніне тең ағудың физикалық немесе шартты шегінің ең төмен бақыланатын мәні. Көрсетілген бақыланатын сипаттамаларға кемінде 0,95 қамтамасыз етумен өндіруші-зауыттар кепілдеме береді.

6.2.2.2 Арматураның есептік кедергісі f_{yd} сипаттамалық кедергіні $f_{yk}(f_{0,2k})$ сырық үшін 1,15, сым арматурасы бойынша 1,2 тең деп қабылданатын арматура бойынша қауіпсіздіктің жеке коэффициентіне бөлу арқылы анықталады.

Көлбеу қиысу бойынша есептеу кезінде көлденең арматураның f_{ywd} есептік кедергісімен (қамыт пен майыстырылған сырықтар) f_{yd} салыстырғанда қаралатын қиысу ұзындығы бойынша арматурадағы кернеу бөлінуінің біркелкі еместігін есепке алу үшін $\gamma_{s1} = 0,8$ жұмыс жағдайларының коэффициентіне көбейту жолымен төмендей түседі.

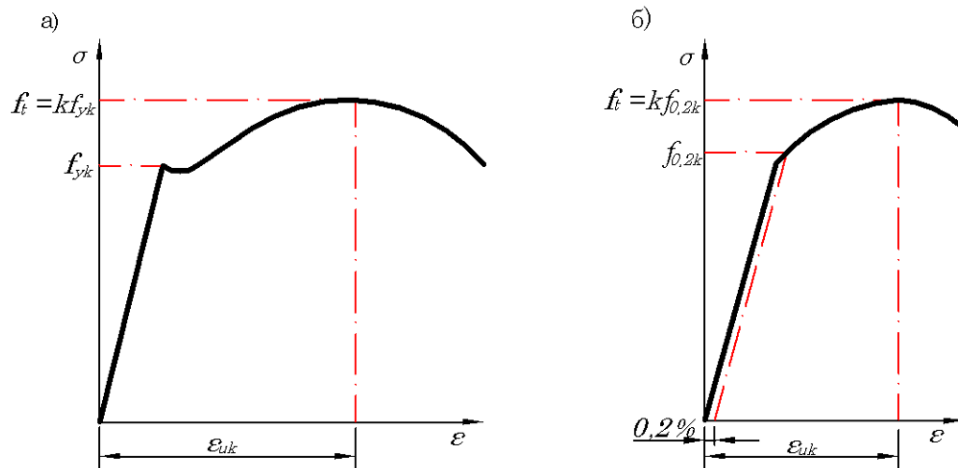
Кернелмейтін арматураның сипаттамалары 6.4-кестесінде көрсетілген.

6.4-кесте – Арматураның сипаттамалары

Арматура класы	Номиналдық диаметр, мм	Үстіңгі кабаттың түрі	$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}}$	$f_{yk}(f_{0,2k}),$ Н/мм ²	$f_{yd}(f_{0,2d}),$ Н/мм ²	$f_{ywd}, \text{Н/мм}^2$	
St240	5,5 - 20	Тегіс	1,5	240	209	167*	150
St400	6 - 20	Мерзімді бейінді	1,25-1,5	400	348	279*	251
St500	3 - 20	Мерзімді бейінді	1,2	500	435(410)**	348* (328)**	313 (295)**
* Оралған қаңқаларда қолдану жағдайы үшін. ** Жәкшада сым арматурасы үшін мәндер көрсетілген .							

6.2.3 Арматураның деформативтік сипаттары

6.2.3.1 Арматураның адекваттық беріктігі болуы керек, ол беріктіктің ағу шегіне $\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$ және максималдық жүктеме ε_{uk} кезінде салыстырмалық ұзартуға қатынасымен анықталады. 6.4-суретте ыстықтай жұқартылған және суықтай созылған болаттар үшін «кернеу-салыстырмалық деформация» деформациялау диаграммалары көрсетілген.

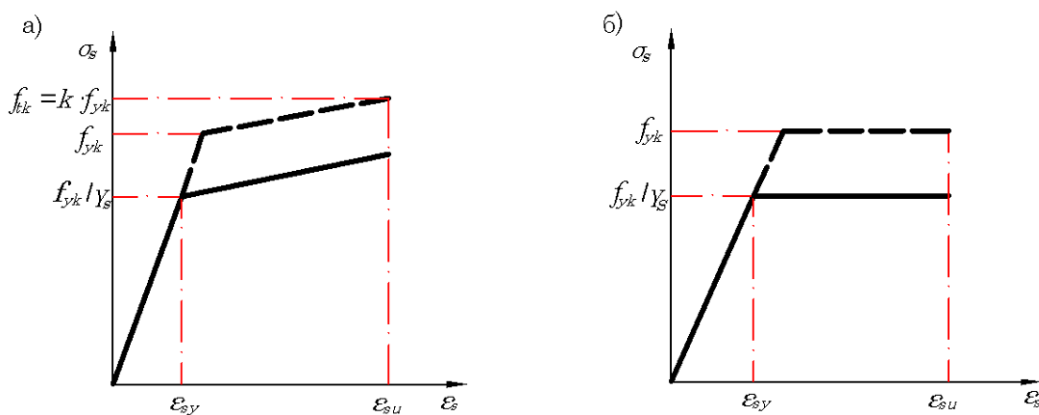


6.4-сурет – Арматурадан жасалған болаттар үшін «кернеу-салыстырмалық деформация» диаграммасы: а- ыстықтай жұқартылған болат үшін; б- суықтай созылған болат үшін

6.2.3.2 St500 класты сырық және сым арматурасы үшін « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » тәуелділікті 6.5 а-суреттегі диаграммаға сәйкес қабылдау керек.

St240 және St400 класты сырық арматура үшін « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » тәуелділікті ε_{sy} -дан ε_{su} -ге дейін (6.5б-сурет) көлденең теліммен қабылдау керек.

Минус 30-дан плюс 200 °С температура аралығында E_s арматураның серпінді модулі $E_s = 200 \text{ кН/мм}^2$ тең деп қабылдауға болады.



**6.5-сурет – Арматураға арналған « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » тәуелділігі:
а – St500 кластағы сырықтық және сымдық арматура үшін;
б – St240 және St400 кластағы сырықтық арматура үшін**

7 БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ КҮШ ТҮСЕТІН ҚАБІЛЕТТІЛІГІНІҢ ҚАУІПТІ ШЕКТІ (ULS) ЖАҒДАЙЛАРЫ БОЙЫНША ЕСЕПТЕУ

7.1 Осьтік бойлық күші бар майыстыру

7.1.1 Жалпы ережелер

7.1.1.1 Бетон және темірбетон конструкцияларды қауіпті шекті жағдайлар мен күш түсетін қабілеттілік бойынша есептеуді әсер етудің есептік үйлесімдерінен болатын күшейту конструкция бойлық оське дұрыс сызаты бар қиысуда қабылдайтын шекті күшейтуден аспайтындығының шарты бойынша жүргізу керек,

Конструкциялар мен оның элементтерінің күш түсетін қабілеттілігін жою есебінің өлшемдері мен олардың майыстырусәтінде және бойлық күштердің әсерінен қиысуберіктілігін шекті оське қалыптылық жойылды деп есептеуге болады, сонымен бірге жүйенің ауысымдылығы немесе оның жеке элементі өзгеріске ұшырайды.

7.1.1.2 Қалыпты бойлық күште қиысуда сызаттармен бірге темірбетонконструкцияларды қабылдауға мүмкіндігі бар, жалпы жағдайда шекті күштер 5.2.12 ұсынылған деформациялы теңдіктердің жалпы жүйесін шешуден анықталады. Беріктілігі бойынша есептеу кезінде элемент қиысуындағысалыстырмалықдеформацияларды бөлудің есептік схемалары 7.1-суретте көрсетілген.

7.1.1.3 Темірбетон конструкциялардың қиысуы, қалыпты бойлық осьімен беріктілігін жою өлшемдері бойынша деформациялық есептік модельдерді пайдалану кезінде, олардың шекті мағыналарына қарай сығылған бетонмен немесе созылған арматураның салыстырмалық деформацияларымен қол жеткізу жағдайлары қабылданады.

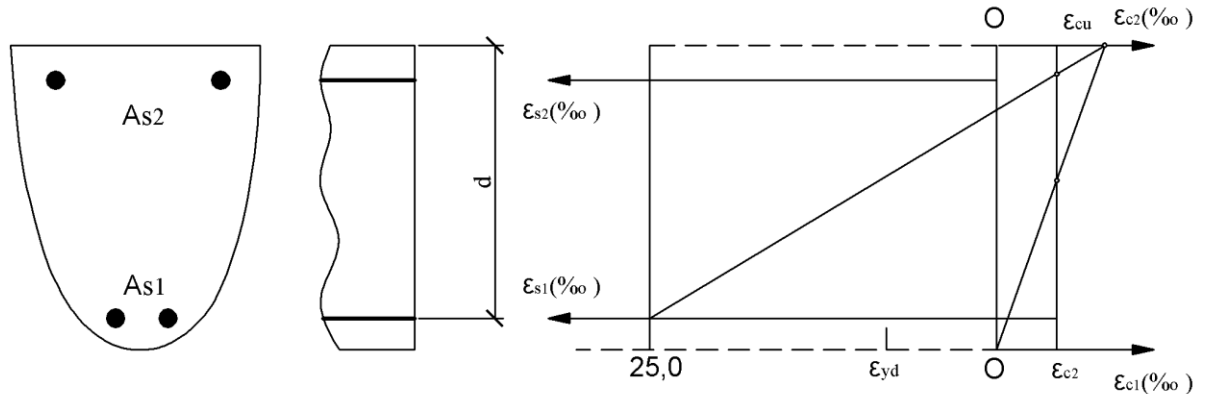
7.1.1.4 ε_c сығылған бетонның шекті салыстырмалық деформациясының мөлшерін 6.1-кесте бойынша қабылдау керек, бірақ:

- а) орталық сығылған қиылысу үшін – 6.1-кестесі бойынша $\varepsilon_{c2}(\varepsilon_{c3})$ мәндерінен;
- б) орталықтан тыс сығылған қиылысу үшін (салыстырмалық деформациялардың екі таңбалы эпюраларымен бірге) – 6.2-кесте бойынша $\varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3})$ мәндерінен артық болмауы керек.

Деформациялық есептік модель бойынша темірбетон конструкциялар элементтерінің қиысу кедергілерін есептеу кезінде төмендегілерге рұқсат беріледі:

- қысымдар мен бетондардың деформациялары 6-бөлімнің көрсеткіштеріне сәйкес қабылданған « σ_c - ε_c » деформациялаудың сәйкес диаграммаларымен байланысты;
- қысымдар мен арматуралардың деформациялары 6-бөлімнің көрсеткіштеріне сәйкес « σ_s – ε_s » деформациялаудың диаграммаларымен байланысты;

- бетон мен арматураның орташа деформациясы үшін жазық қиысу гипотезасы әділ болып есептеледі;
- созылудан өткен бетон есептерде ескерілмейді.



7.1-сурет – Деформациялық модельді пайдалану арқылы беріктілік бойынша элементті есептеу кезінде бойлық оське қалыпты қиысудағы салыстырмалық деформацияларды бөлудің есептік схемалары

7.1.1.5 Элементтің бойлық осьіне қалыпты қиысу кедергілерінің есебін тепе-теңдік талабымен анықталатын бетонның сығылған аймағының, салыстырмалық биіктігінің мәні $\xi = \frac{x}{d}$, бетонның сығылған аймағы биіктігінің салыстырмалық мәні ξ_{lim} арасындағы арақатынастан жүргізу керек, мұндағы элементтің шекті жағдайы $\sigma_{sd} = f_{yd}$ есептіккедергіге тең қысымның созылған арматурасына жетумен және ε_{cu2} немесе ε_{cu3} шекті салыстырмалық деформацияның сығылған аймағының шеткі талшығы бетонымен бір сәтте басталады.

$$\xi_{lim} \text{ мағынасы } \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} \text{ немесе } \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} \quad (7.1)$$

формуласы бойынша анықталады

мұнда:

$$\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (7.2) \text{ формуласы бойынша анықталатын } f_{yd} \text{ есептіккедердергісіне}$$

қысымдар жеткен жағдайдағы арматураның салыстырмалық деформациясы.

Кез-келген симметриялық форманың қалыпты қиысу төзімділігін есептеу формулаларын $\sum M = 0$ және $\sum X = 0$: $\sum$ шекті жағдайдағы элементтің тепе-теңдігінің екі талабының бірінен шығарады.

Сыртқы M_{Ed} сәті ішкі күштердің ($M_{Ed} \leq M_{Rd}$) қайта бағытталған M_{Rd} сәт түрінде көрсетілген элементтің көтеру қабілеттілігінен аспаған жағдайда, элементтің қалыпты қиысу беріктігі қамтамасыз етілген болып есептелінеді.

7.1.2 Артықшылықты сәті бар майыстыру

Майыстыру кезінде артықшылықты сәт төмендегі шарт орындалған жағдайда болады:

$$\frac{e_d}{h} = \left| \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot h} \right| > 3,5.$$

Қалыпты қиысу өлшемдерін және тікбұрышты, тавролық немесе шеңбер элементтердің жұмыс арматурасының қиысу аудандарын іріктеу есебін Вқосымшасындағы итерациялық диаграммалары мен кестелері бойынша жасауға кепілдеме беріледі:

1) тікбұрышты қиысу үшін:

а) майыстыру элементтерін есептеудің жалпы диаграммасы (1-кесте);

б) мөлшерсіз коэффициенттердің көмегімен есептеудің кестелік формасы (2,3-кесте);

в) k_d мөлшерсіз байланыстыратын коэффициенттің көмегімен есептеудің кестелік формасы (4,5-кесте);

2) тавролық қиысу үшін:

а) тавролық қиысуларға арналған есептің кестелік формасы (8-кесте);

3) дөңгелек қиысу үшін:

а) дөңгелек және ссақиналық қиысуға арналған кестелік формасы (9-кесте).

7.1.2.1 Жеке арматурасы бар тікбұрышты қиысудың майыстыру темірбетон элементтері

а) Бойлық арматураны іріктеп алуды мөлшерсіз байланыстырушы k_d коэффициентін пайдалану арқылы жеке арматурасы бар тікбұрышты қиысудың майыстыру элементтерінің күш түсетін қабілеттілігін анықтауды Вқосымшасының 4-кестесі бойынша жүргіземіз.

Қиысуда әрекет ететін майыстырудың сәті:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

Коэффициент мәнін анықтаймыз:

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{Eds}/b}} \text{ (В қосымшасының 4-кестесін қар.)} \quad (7.3)$$

4-кесте бойынша 4. $\rightarrow k_s$.

Созылған жеке арматураның талап етілетін ауданының аудандары:

$$A_{s1} [cm^2] = k_s \cdot \frac{M_{Eds} [кН \cdot м]}{d [cm]} + \frac{N_{Ed} [кН]}{43,5} \quad (7.4)$$

б) Бойлық арматураны таңдап алуды мөлшерсіз коэффициенттерді пайдалану арқылы жеке арматурасы бар тікбұрышты қиысудың майыстыру элементтерінің күш түсетін қабілеттілігін анықтауды Вқосымшасының 2-кестесі бойынша жүргіземіз.

Коэффициент мәнін анықтаймыз:

$$\alpha_m = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \text{ (В қосымшасының 2- кестесін қар.)} \quad (7.5)$$

Вқосымшасының 2-кестесі бойынша $B \rightarrow \sigma_{sd} \rightarrow \omega$.

Созылған арматураның талап етілетін ауданының аудандары:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) \quad (7.6)$$

в) Бойлық арматураны таңдап алуды есептің жалпы диаграммасын пайдалану арқылы Вқосымшасының 1-кестесі бойынша жүргіземіз.

Коэффициент мәнін анықтаймыз:

$$\alpha_m = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \text{ (В қосымшасының 1-кестесін қар.)} \quad (7.7)$$

2-кесте бойынша В қосымшасы $\rightarrow \varepsilon_{s1} \rightarrow \xi = \frac{z}{d}$.

$\varepsilon_{s1} \rightarrow \sigma_{s1d}$ үшін

Созылған арматураның талап етілетін ауданының аудандары:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \left(\frac{M_{Eds}}{\xi \cdot d} + N_{Ed} \right) \quad (7.8)$$

7.1.2.2 Жеке арматурасы бар тавролық қиысудың майыстыру темірбетон элементтері

Қысу аймағында (тавролық, екі тавролық және т.б.) сөресі бар қиысуды есептеу қысылған аймақ шегініде орналасқан жеріне байланысты жасалады:

а) 1-жағдай – жеке арматурасы бар элемент қиысудың қысылған аймағы қырынан жоғары орналасады, яғни нөлдік сызығы сөре шегінен ($x \leq h'_f$) өтеді. Тавролық қиысу есебі 1-жағдай бойынша ені b'_f тікбұрышты қиысу есебінен ерекшелінбейді.

б) 2-жағдай – қиысудың қысылған аймағы сөреден төмен түседі ($x \geq h'_f$), яғни нөлдік сызық қиысу қырын кесіп өтеді.

В қосымшасының 5-кестесі бойынша мөлшерсіз байланыстырушы k_d коэффициентін пайдалану арқылы майыстыру элементтерін есептеу

Арматураның созылған A_{s1} және сығылған A_{s2} қиысу аудандарын іріктеп алуды мөлшерсіз байланыстырушы k_d коэффициентін пайдалану арқылы симметриялы арматурасы бар тікбұрышты қиысудың майыстыру элементтерінің күш түсетін қабілеттілігін анықтауды В қосымшасының 2-кестесін қолдана отырып жасайсыз.

Есеп бойынша сығылған арматура талап етілетін болса, арматураның созылған A_{s1} және сығылған A_{s2} қиысу аудандары мына формула арқылы анықталады:

$$k_d = \frac{d[\text{см}]}{\sqrt{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]/b[\text{м}]}} \quad (\text{В қосымшасының 2-кестесін қар.}) \quad (7.9)$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$A_{s1}[\text{см}^2] = p_1 \cdot k_{s1} \cdot \frac{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]}{d[\text{см}]} + \frac{N_{Ed}[\text{кН}]}{43,5}; \quad (7.10a)$$

$$A_{s2}[\text{см}^2] = p_2 \cdot k_{s2} \cdot \frac{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]}{d[\text{см}]} \quad (7.10б)$$

7.1.3 Артықшылықты бойлық күші бар майыстыру

Майыстыру кезінде артықшылықты бойлық күш төмендегі мына шарт орындалған жағдайда болады:

$$\frac{e_d}{h} = \left| \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot h} \right| \leq 3,5.$$

Қалыпты қиысудың өлшемдерін тікбұрышты жұмыс арматураның қиысу аудандарын таңдау есебін В қосымшасындағы 3-кестедегі итерациялық диаграмаларға сәйкес орындауға кепілдеме беріледі.

7.1.4 Шағын эксцентриситеті бар орталықтан тыс қысылған (орталық қысылған) темірбетон элементтер

Қысу кезінде N ішкі бойлық күштің әрекетіне бетон мен бойлық арматура кедергі келтіреді. Қысылған бетонның $\varepsilon_{с2}$ қатыстық деформациясының шамасын 6.1-кесте бойынша қабылдау керек, бұл жерде ол орталық қысылған қиысу үшін $|\varepsilon_{с2}| = 2,0 \cdot \eta_1 \%$, орталық немесе орталықтан тыс қысу кезінде $\varepsilon_d/h \leq 0,1$ аспауы керек.

7.2 Беріктілік бойынша темірбетон элементтерді көлденең күштердің әрекетіне есептеу

7.2.1 Көлденең арматурасы жоқ элементтер

7.2.1.1 Вертикаль және (немесе) иілген (майысқан) арматуралар жоқ болған кезде темірбетон элементтерді беріктілік бойынша көлденең күштердің әрекетіне есептеуді мына өрнектен жүргізу керек:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \quad (7.13)$$

мұнда:

V_{Ed} —жүктемелердің әрекетімен пайда болған, қарастырылатын қиысудағы есептік көлденең күш;

$V_{Rd,c}$ —(7.14)-(7.15) формулалары бойынша анықталатын, көлденең арматурасы жоқ темірбетон элемент қабылдайтын есептік көлденең күш.

7.2.1.2 Егер тіпті есептік негізінде көлденең арматура талап етілмесе де, 9.2.2 тармақшасына сәйкес минималдық көлденең арматуралауды қарастыру керек. Минималдық көлденең арматуралауды жүктемелерді көлденең қайта бөлу мүмкін тақтайша (тұтас, қабырғалық немесе көп қуыстық тақтайшалар) сияқты элементтерде қарастырмауға болады. Сонымен қатар, жалпы конструкцияның күш түсетін қабілеттілігі мен тұрақтылығына елеулі әсер етпейтін екінші дәрежелі мәндегі элементтерде (мысалы, 2 м кем емес немесе оған тең аралығы бар маңдайшалар үшін) минималдық көлденең арматуралауды қарастырмауға болады.

7.2.1.3 Ішінде (7.13) формулаға сәйкес $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ элементінің аймағында $V_{Ed} \leq V_{Rd,ct}$ шартын орындауға мүмкіндік беретін көлденең арматураны қарастыру керек ((7.14) формуласын қар.).

7.2.1.4 $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$ болатын есептік көлденең күш пен белдеулердің салымының сомасы конструкция элементінің қай қиысуында болмасын $V_{Rd,max}$ аспауы керек (7.2.2 қар.).

7.2.1.5 Әдетте, бойлық созылған арматура көлденең күш арқылы пайда болған қосымша созылған күшейтуді қабылдауы керек.

7.2.1.6 Айтарлықтай бірқалыпты бөлінген жүктеменің әрекетіне ұшыраған элементтер үшін есептік көлденең күшейтуді тіректің шегінен d аз қашықтықта тексеру талап етіледі. Есеп бойынша орнатылатын көлденең арматураны тірекке дейін жеткізу керек. Қосымша түрде тіректегі көлденең күштің $V_{Rd,max}$ аспайтындығын тексеру керек.

7.2.1.7 Егер күшейту қиысудың астының маңында көлденең күшке кедергіні қамтамасыз ететін көлденең арматураға қосымша жанасқан болса, онда осы күшейтуді қиысудың үстіне беретін вертикаль арматураны орнату керек.

7.2.1.8 Элемент вертикаль және (немесе) иілген арматурасыз қабылдайтын есептік көлденең күшті $V_{Rd,c}$, N , мына формула бойынша анықтау керек:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (7.14)$$

$$\text{бірақ } V_{Rd,c,min} = [0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}] \cdot b_w \cdot d \text{ кем емес} \quad (7.15)$$

мұнда:

f_{ck} — МПа берілген;

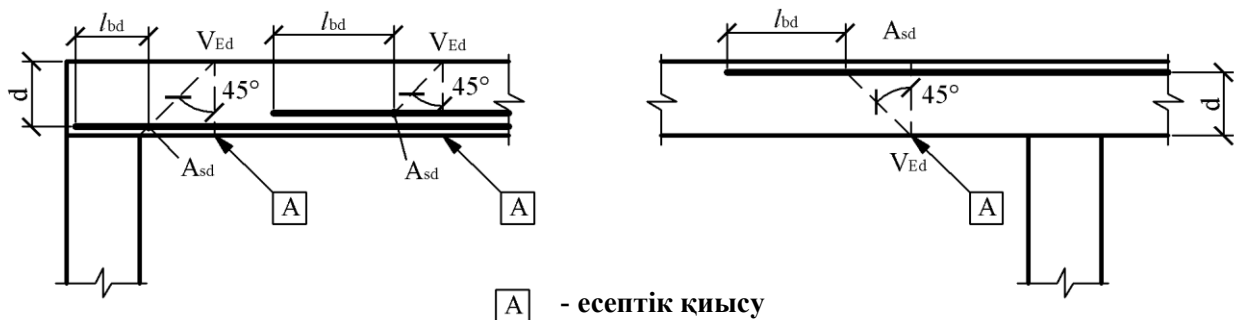
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,$$

мұнда d — мм берілген;

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

A_{sl} —майысатын қиысудың беріктілігі ($l_{bd}+d$)кем емес ұзындықтағы есептік қиысуға жүргізілген және сенімді түрде анкерленген шарты бойынша еңістік қиысудағы беріктілікті есептеуде ескерілетін созылған бойлық арматураның қиысуының ауданы (7.2-сурет);

b_w —созылған аймақтағы көлденең қиысудың минималдық ені.



7.2-сурет – (7.106) формулада көлденең арматуралаудың ауданын анықтау кезіндегі есептік қиысудың күйі

7.2.1.9 Көлденең арматураның элементтерді (7.15) формуласы бойынша көлденең күштердің әрекетіне беріктілік бойынша есептеуді тіректің ішкі шегінен 45° бұрышының астындағы майысқан сызықпен элементтің бойлық осы қиысуының нәтижесінде алынатын тіректің ішкі шегі мен нүкте арасында орналасқан телімде қиысу үшін жүргізбеуге жол береді.

7.2.1.10 Егер есептік қиысу тірек шегінен $0,5d \leq x(a_v) < 2d$ қашықтықта орналасса, онда оның кесетін күштердің әрекетіне беріктігін мына формула бойынша тексеру керек:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{x}{2d} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (7.16)$$

$$V_{Rd,c,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot v \cdot f_{cd} \text{ артық емес} \quad (7.17)$$

осы жерде v майысқан сызықтардың пайда болуының есебімен бетон үшін беріктілікті төмендетудің коэффициенті болып табылады;

мұнда

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{— ұлттық қосымшада қабылданған } (f_{ck} \text{ МПа берілген}).$$

(7.17) формуласы жүктемеде элементтің жоғарғы шегі бойынша әрекет ететін және бойлық арматураның 9-бөлімнің талаптарына сәйкес қамтамасыз етілген анкерлеуі бар есептеу жағдайы үшін ғана қолданылады.

7.2.2 Ішінде көлденең арматураны есептеу бойынша орнатылатын элементтер

7.2.2.1 (7.14) шарты орындалмаған жағдайларда, элементтердің еңістік қиысу бойынша беріктілігін қамтамасыз ету үшін көлденең арматураны есеп бойынша орнату керек.

Темірбетон элементтерді сырықтық модельдің және еңістік қиысудың модельдерінің негізінде есептеу

7.2.2.2 Темірбетон элементтерді еңістік қиысу бойынша есептеу:

- сырықтық модель (фермендік аналогия әдісі) негізінде еңістік сызат бойынша көлденең күштің әрекетіне (7.2.3 тар. қар.);
- еңістік сызат бойынша (баламалық модель) көлденең күштің әрекетіне (7.2.4 тар. қар);
- еңістік сызат бойынша (баламалық модель) майысатын сәттің әрекетіне (7.2.6 тар. қар) беріктілігін қамтамасыз ету үшін жүргізілуі керек.

7.2.2.3 Еңістік қиысу бойынша темірбетон элементтерді есептеу кезінде еңістік қиысуды элементтің бойлық осынен дұрысқа және элементтің бойлық осыне әрекет ететін барлық күштердің проекциясына тепе-теңдігінің теңдеулері, сонымен қатар еңістік қиысудың шегінде таңдалған оське қатысты еңістік қиысуда әрекет ететін барлық күштердің майысатын сәттерінің тепе-теңдігінің теңдеуі қолданылады.

7.2.2.4 Еңістік қиысу бойынша элементтердің беріктілігінің тозуының өлшеміне еңістік сызат үстіндегі қысылған бетондағы және еңістік сызаттардың арасындағы, сонымен қатар қиылысатын еңістік сызаттардың көлденең және бойлық арматурасында шекті күшейтуге жету болып табылады.

7.2.2.5 Майысқан элементтердегі иілген сырықтарды көлденең сырықтармен бірге көлденең арматуралау түрінде қолдауға жол беріледі. Иілген сырықтар мен бойлық арматураның арасындағы бұрыш 30° - 60° құруы керек. Осы жерде V_{Ed} көлденең күштің кемінде 50% вертикаль көлденең арматурамен қабылдануы керек.

7.2.2.6 Көлденең арматуралау 9-бөлімнің талаптарын қанағаттандыруы керек.

7.2.3 Беріктілік бойынша темірбетон элементтерді сырықтық модельдің негізінде (фермендік аналогияның әдісі) есептеу

7.2.3.1 Еңістік қиысудың беріктілігі бойынша көлденең күштердің әрекеті кезінде темірбетон элементтерді есептеуді (7.3-сурет) мына өрнек бойынша жүргізу керек:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,sy} \quad (7.18)$$

мұнда:

V_{Ed} — қарастыратын қиысудағы жүктемелердің әрекетімен шақырылған есептік көлденең күш;

$V_{Rd,sy}$ — көлденең арматуралауы бар элементте арматурамен қабылданатын көлденең күштің құрамдасы;

α —көлденең және бойлық жұмыс арматура арасындағы еңістің бұрышы;

θ —қысылған бетон сызығы (еңісі) және бойлық жұмыс арматура арасындағы еңістің бұрышы. Максималдық $\cot\theta$ қтимал мәнін 2,5 тең етіп қабылдауға болады. $\cot\theta$ кіші мәндерін төменгі шекті сақтау кезінде $\cot\theta > 1$ етіп қабылдауға болады;

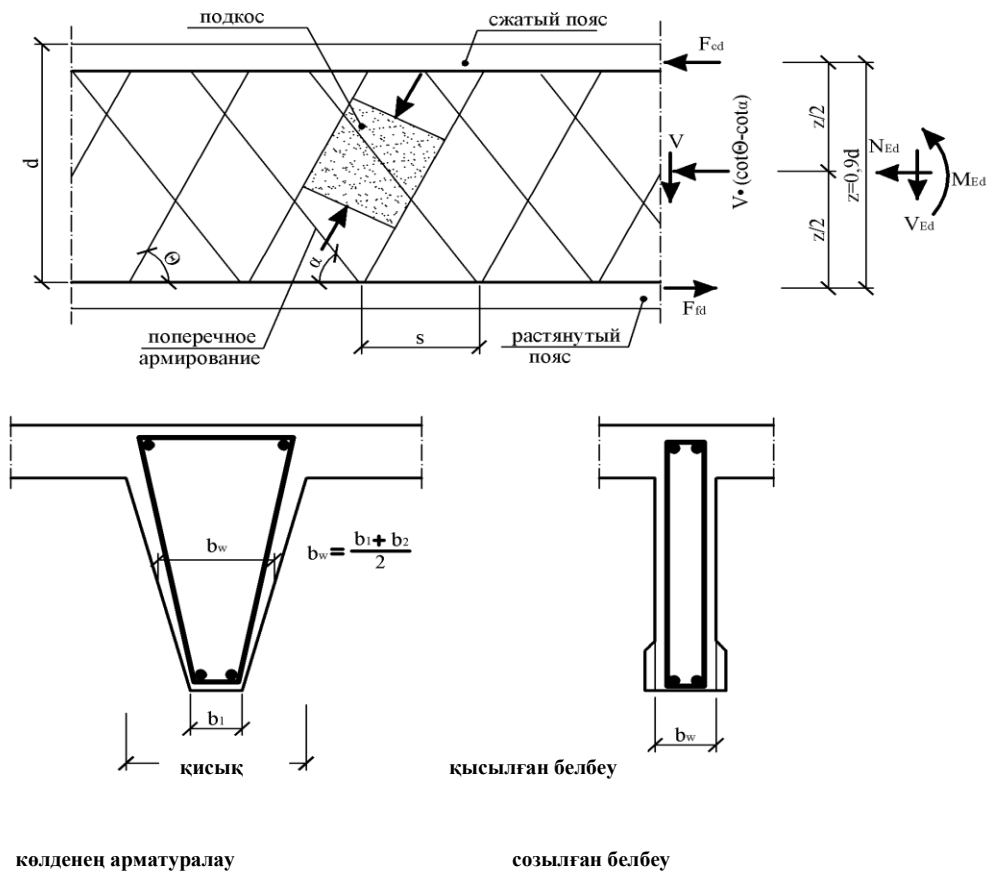
b_w —қабырғаның ең кіші ені;

z —есептеу кезінде мәнін шамамен $z = 0,9d$ етіп қабылдауға болатын күштің ішкі жұбының иіні;

d —қиысудың жұмыс биіктігі;

F_{td} —бойлық арматурадағы созылмалы күшейтудің есептік мәні;

F_{cd} —элементтің бойлық осы бағытындағы бетондағы қысатын күшейтудің есептік мәні.



7.3-сурет – Сырықтық модельдің негізінде көлденең күштің әрекеті кезінде темірбетон элементтердің беріктілігін есептеуге арналған

7.2.3.1 Қиысуға әсер ететін бойлық күштер жоқ болғанда есептеу

7.2.3.1.1 Элемент көлденең арматуралаумен бірге қабылдайтын есептік көлденең күшті төмендегі формула бойынша анықтау керек:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (7.19)$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \text{ кезінде}$$

және $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$ — дұрыс және ұсақ дәнді бетондар үшін ұлттық қосымшада қабылданған (f_{ck} МПа берілген);

мұнда:

A_{sw} —көлденең арматураның қиысу ауданы;

s —қамыттар арасындағы қашықтық;

b_w —қабырғаның ең кіші ені;

f_{ywd} —көлденең арматураның ағу шегінің есептік мәні;

z —қарастыратын элементтегі майысатын сәтке сәйкес келетін тұрақты биіктігі бар элементке арналған күштердің ішкі жұбының иіні. Бойлық күші жоқ темірбетон элементтің көлденең күшейтуін есептеу кезінде, жалпы, $z = 0,9d$ шамалас мәні қолданылуы мүмкін;

$\cot \theta$ —бетон қысылған қисық пен көлденең күшейтуге перпендикуляр арқалықтың осы арасындағы бұрыш ($1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ шекті мәндері);

f_{ck} — бетонның осьтік қысуға сипаттық кедергісі;

f_{cd} — бетонның қысуға есептік кедергісі;

ν — еңістік заттардың пайда болу есебімен бетон үшін беріктілікті төмендету коэффициенті.

7.2.3.1.2 (7.13) формуласы бойынша анықталған есептік көлденең күш төмендегі формула бойынша есептелетін $V_{Rd,max}$ көлденең күшінен аспауы керек:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.20)$$

мұнда:

$V_{Rd,max}$ — қысылған қисықтар еңістік қиысуды есептеу кезінде қабылдайтын есептік көлденең күш;

b_w —қабырғаның ең кіші ені;

f_{ywd} —көлденең арматураның ағу шегінің есептік мәні;

$\nu_1 = \nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ —еңістік сызаттардың ықпалын ескеретін бетон беріктілігін төмендетудің коэффициенті;

α_{cw} —конструкция үшін алдын-ала кернеусіз, 1,0 тең етіп қабылданатын қысылған белбеудегі кернеудің деңгейін есептейтін коэффициент.

ЕСКЕРТПЕЕгер көлденең арматурадағы кернеудің есептік мәні f_{yk} ағудың сипаттық шегінің кемінде 80% құрайтын болса, онда ν_1 мәні төмендегі жолмен анықталына алады:

$$\begin{aligned} f_{ck} \leq 60 \text{ МПа үшін} \quad \nu_1 &= 0,6; \\ f_{ck} \geq 60 \text{ МПа үшін} \quad \nu_1 &= 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5 \end{aligned}$$

7.2.3.1.3 $\alpha \geq 45^\circ$ бұрыш астында майысқан арматурасы бар элемент үшін элемент қабылдайтын шекті есептік көлденең күшті мына формула бойынша анықтау керек:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (7.21)$$

$$\text{көрсетілген кезде} \quad \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s \cdot b_w} \leq \frac{0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha}{1 - \cos \alpha}$$

(7.21) формула бойынша анықталатын есептік көлденең күш төмендегі формула бойынша есептелінетін $V_{Rd,max}$ көлденең күштен аспауы керек:

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (7.22)$$

7.2.3.1.4 Көлденең күштің V_{Ed} эпюресіндегі секірулер мен кесіктері жоқ аймақтардағы (мысалы, жүктеме элементінің жоғарғы шегі бойынша бірқалыпты бөлініп қосымшаланған кезде) ұзындықтың кез-келген бөлігіндегі көлденең арматураның ауданы $l = z \cdot (\cot \theta)$ осы кесіктегі ең кіші V_{Ed} мән бойынша есептеліне алады.

7.2.3.1.5 Кесілетін күштің әрекетімен шақырылған бойлық арматурадағы қосымша созылмалы күшейтуді ΔF_d мына формула бойынша анықтау керек:

$$\Delta F_d = 0,5 V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (7.23)$$

Осы жерде бойлық арматурадағы $\left(\frac{M_{Ed}}{z} \right) + \Delta F_d$ жиынтықтық созылатын күшейту $M_{Ed, max} / z$ үлкен болмауы керек.

7.2.3.1.6 Қиысудың жоғарғы шегінде тірек (қысқа арқалықтың, консольдың) шекарасының $0,5d < x(a_v) < 2d$ шегінен жүктеме қосымшаланған конструкцияның элементтері үшін көлденең қиысудағы осы жүктеменің V_{Rd} үлесі $\beta = \frac{a_v}{2d}$ коэффициентіне көбейту арқылы төмендетілуі мүмкін. Осындай жолмен анықталған көлденең күшейту V_{Rd} мына шартты қанағаттандыруы керек:

$$V_{Rd} = V_{Rd, ct} + A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha \quad (7.24)$$

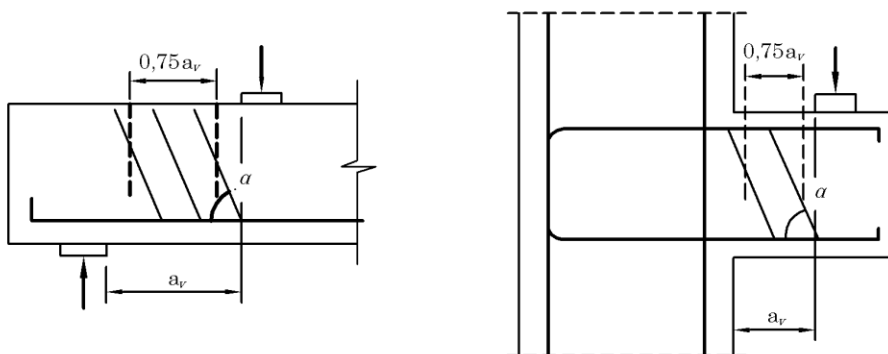
мұнда:

$V_{Rd, ct}$ — x есептің қиысудың ең жағымсыз күйі үшін (7.16) формуласы бойынша анықталады;

$A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha$ — еңістік сызатты кесіп өтетін көлденең арматура қабылдайтын көлденең күштің құрамдасы.

Бұл жерде $0,75 \cdot a_v$ ұзындықты телімнің ортасындағы көлденең арматура ғана есепке алынады (7.4-суретті қар.). β коэффициентінің көмегімен төмендету көлденең арматуралауды есептеу кезінде ғана қолданылуы керек. Бұл бойлық арматура толығымен тірекке анкерлеген кезде ғана әрекетте болады. Әдетте, $a_v < 0,5 \cdot d$ үшін $a_v = 0,5 \cdot d$ мәнін пайдалану керек.

Төмендететін β коэффициентінің есебісіз анықталған V_{Rd} мәні (7.22) формуласы бойынша есептелінген $V_{Rd, max}$ аспауы керек.



7.4-сурет – Қисықтардың тікелей емес әсер етуі бар кесіктердегі қысқа аралықтар кезіндегі көлденең арматура

7.2.3.1a Қабырға мен сөренің арасындағы кесік

Қабырға мен сөренің арасындағы кесіктің беріктілігін сөрені көлденең арматура түріндегі созылмалы элементтермен қосылған қысылған еңістердің жүйесі ретінде қарастыра отырып, есептеу керек. A_{sf}/s_f ұзындықтың бірлігіне орнатылатын көлденең арматуралаудың санын төмендегі өрнектен анықтау керек:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq v_{Ed} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta_f \quad (7.25)$$

мұнда:

v_{Ed} —төмендегі формула бойынша анықталатын қабырғаның бір жағы бойынша есептелінетін телімнің ұзындығының бірлігіне келетін кесіктің орташа күшейтуі:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x}, \quad (7.26)$$

ΔF_d — Δx қарастыратын телімнің ұзындығында қабырғаның бір жағынан сөренің шегінде бөлінген нәтижеленген дұрыс кернеулерді өсіру (7.5-суретті қар.).

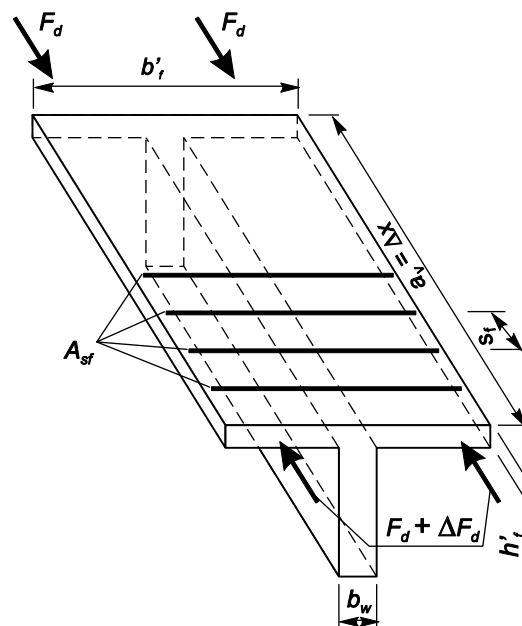
Осы жерде сөре шегінде еңістік сызаттармен бөлінетін қысылған майысуды басудың алдын-алу үшін мына шарт орындалуы керек:

$$V_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f. \quad (7.27)$$

(7.26) және (7.28) формулалары бойынша есептеу кезінде θ_f бұрышының келесі мәндерін қабылдауға жол беріледі:

- қысылған сөре үшін – $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$);
- созылған сөре үшін – $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$);.

Есептерде көлденең бағыттағы майысатын сәтті (сөредегі жергілікті майысуды) қабылдау үшін бекітілген сөренің арматуралауын ескеру керек.



7.5-сурет – Сөре мен қабырғаның арасындағы кесікті есептеу есептеуге арналған

7.2.3.2 Көлденең арматураның талап етілген ауданын есептеу

7.2.3.2.1 Көлденең арматураның талап етілген ауданын есептеуді қарастыратын қиысуда әрекет ететін V_{Ed} есептік көлденең күштің шамасына байланысты жүргізеді. Осы жерде есептік қиысудың күйіне байланысты тірекастылық аймақтың ұзындығы бойынша әртүрлі есептік жағдайлар болуы мүмкін.

Төмендегі жағдайларда:

1) $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ – есеп бойынша көлденең арматуралау талап етілмейді және оны конструктивтік түсініктен шыға белгілейді;

2) $V_{Ed} > V_{Rd,max}$ – көлденең арматуралауды есептеу диагональ сызаттардың арасында жасалған еңістік сызықты басу кезінде қирау болғандықтан мүмкін емес болып табылады. Бұл жерде $V_{Rd,max}$ шекті мәні шартты тексеру кезінде (7.22) формуласы бойынша, көлденең арматуралаудың әсерін ескерусіз, анықтау керек. Егер шарт орындалмаса, онда элементтің көлденең қиысуының өлшемдерін, немесе беріктілік бойынша бетон класын өзгерту керек.

Егер кескін телімінде төмендегі шарт орындалса:

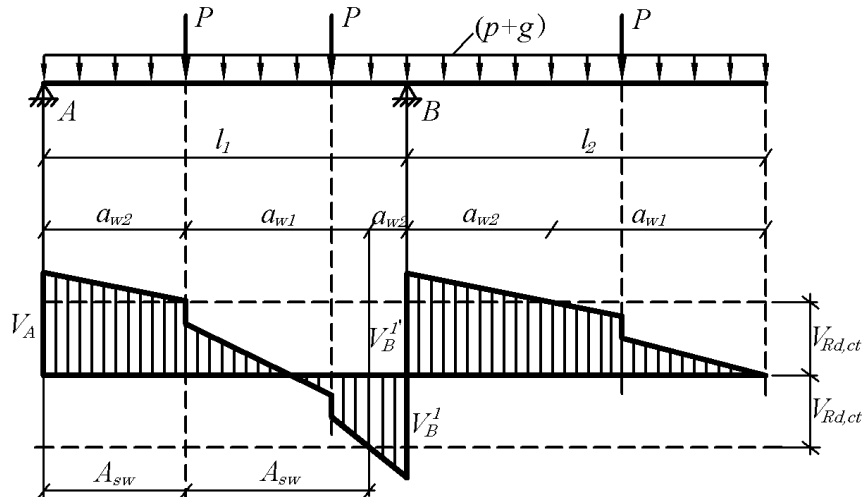
$$V_{Rd,c} < V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad (7.28)$$

онда осы телімдерде көлденең арматураның есептік санын белгілеу керек.

Ішінде көлденең арматуралауды есептеу бойынша белгілеу қажет телімнің ұзындығы, бірінші жақындату кезінде көлденең күштерді бөлудің эпюраларынан анықталуы мүмкін. Сөйтіп, бірқалыпты бөлінген $(g + p)$ жүктеме әрекет ететін арқалық үшін (7.6-суреттері), осы кесіктің ұзындығы мына өрнек арқылы анықталуы мүмкін:

$$a_{w2} = \frac{V_{Ed} - V_{Rd,c}}{g + p} \quad (7.29)$$

Шегінде көлденең арматуралауды есептеу бойынша белгілейтін телім, $z \cdot \cot \theta$ немесе $z = 0,9d$ кезінде $0,9 \cdot \cot \theta$ тең ұзындықты айтарлықтай қысқа кесіктерге бөлінуі мүмкін. Осы кесіктердің әрқайсысында $V_{Ed(i)}$ көлденең күштің максималдық мәнін есепте алынады. Тек тіректің шекарасындағы d (мұнда d – қиысудың жұмыс биіктігі) ұзындығы бар тірек астылық телімдегі қиысу ғана ерекшелікті болып табылады, мұнда көлденең күшті тірекке әрекет ететін V_{Ed} максималдық мәнге қатысты азайтуға болады (7.7-сурет). Бұл ішінде жүктеме тікелей тірекке берілетін арқалықтарға қатысты.



7.6-сурет – Көлденең арматуралауды есептеу үшін арқалықтарды телімдерге бөлу

Есептік телімдердің ұзындығының шегінде көлденең арматуралауды төмендегідей есептейді:

$$V_{Ed} = V_{Rd,sy} \quad (7.30)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (7.30) \text{ теңдеуінен}$$

көлденең сырықтармен арматураланған элементтер үшін:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad (7.31)$$

немесе $z=0,9d$, а $\frac{1}{\cot \theta} = \tan \theta$ екендігін ескеріп, төмендегіні аламыз:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd}} \cdot \frac{a}{0,9d} \cdot \tan \theta \quad (7.32)$$

Осы жерде (7.32) формуласы бойынша есептен қабылданған көлденең арматураның $A_{sw,max}$ ауданы мына шартты қанағаттандыруы керек:

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot z} \leq 0,5 \nu \cdot f_{cd} \quad (7.33)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \text{ кезінде:}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{\nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9d}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.34)$$

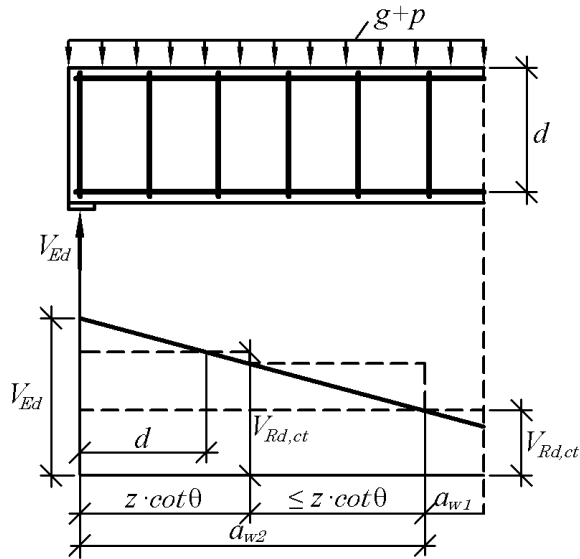
мұнда

ν —бетон беріктілігінің созу шартында қысу кезінде төмендеуін ескеретін және ауыр бетон үшін төмендегіге тең коэффициент:

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} (MPa)}{250}\right)$$

$\alpha \geq 45^\circ$ бұрышының астында бүгілген көлденең арматурасы бар элементтер үшін:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd}} \cdot \frac{z}{0,9d} \cdot \frac{1}{(\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} \quad (7.35)$$



7.7-сурет – $z \cdot \cot \theta$ ұзындықты белгіленген кесіктердегі есептік көлденең күштің шамасын белгілеуге арналған

Осы жерде (7.35) формуласы бойынша қабылданған бүгілген арматураның $A_{sw,max}$ ауданы мына шартты қанағаттандыруы керек:

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{0,5 v \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha}{1 - \cos \alpha} \quad (7.36)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \text{ кезінде: } V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9d(\cot \theta + \tan \theta)}{1 + \cot^2 \theta} \quad (7.37)$$

θ және α бұрыштарының оңтайлы мәндерін табу үшін 7.7 және 7.8-кестелері пайдаланылуы мүмкін. Бұл кестелерде көлденең арматуралаудың талап етілетін ауданы төмендегі формула бойынша анықталуы мүмкін, өлшемсіз k_1 коэффициентінің мәндері берілген:

$$A_{sw} = k_1 \cdot \frac{V_{Ed}}{f_{ywd}} \quad (7.38)$$

7.7 және 7.8-кестелеріндегі k_1 коэффициентінің мәні $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ шарты орындалатын θ бұрышының сондай мәніне сәйкес келуі керек.

7.6-кесте – Көлденең сырықтардың максималдық қадамы

Көлденең күш	S_{max} [мм] көлденең сырықтардың максималдық қадамы
$V_{Ed} \leq \frac{1}{5} V_{Rd,max}$	$S_{max} = 0,8d \leq 300$
$\frac{1}{5} V_{Rd,max} \leq V_{Ed} \leq \frac{2}{3} V_{Rd,max}$	$S_{max} = 0,6d \leq 300$
$V_{Ed} > \frac{2}{3} V_{Rd,max}$	$S_{max} = 0,3d \leq 200$

**7.7-кесте – Көлденең арматуралаудың ауданын анықтауға арналған
($\alpha = 90^\circ$) k_1 коэффициентінің мәндері**

$\frac{s}{0,9d}$ қатынасы	k_1 коэффициенті				
	θ қысылған бетон қисықтарының еңіс бұрышы				
	45°	40°	35°	30°	$26,6^\circ$
0,8d/0,9d=0,89	0,890	0,750	0,623	0,514	0,445
0,85	0,850	0,713	0,595	0,491	0,426
0,80	0,800	0,670	0,560	0,462	0,402
0,75	0,750	0,629	0,525	0,433	0,376
0,70	0,700	0,587	0,490	0,404	0,352
0,6d/0,9d=0,67	0,667	0,560	0,467	0,385	0,334
0,65	0,650	0,545	0,455	0,375	0,325
0,60	0,600	0,503	0,420	0,346	0,302
0,55	0,550	0,462	0,385	0,318	0,275
0,50	0,500	0,420	0,350	0,289	0,251
0,45	0,450	0,378	0,315	0,259	0,225
0,40	0,400	0,336	0,280	0,231	0,201
0,35	0,350	0,294	0,245	0,202	0,175
0,3d/0,9d=0,33	0,333	0,280	0,231	0,192	0,167
0,30	0,300	0,252	0,210	0,173	0,151
0,25	0,250	0,210	0,175	0,144	0,125
0,20	0,200	0,168	0,140	0,115	0,100
0,15	0,150	0,126	0,105	0,087	0,075
0,10	0,100	0,084	0,070	0,058	0,050

Ұсынылған шараларға сәйкес есептеу бойынша көлденең арматуралауды ϕ_{sw} диаметрі бойынша және ең үлкен рұқсатты қадамына $s \leq s_{max}$ (7.8-сурет қар.) сай белгілеу керек телімдердегі көлденең сырықтарды арматуралаудың нұсқасына (көлденең қамыттар немесе бүгілген сырықтар) тәуелсіз есептеу. Ол үшін конструктивтік талаптарды пайдалану керек. Көлденең арматураның белгіленген ауданы ($A_{sw} = n \cdot a_{sw}$, мұнда a_{sw} —бір сырықтың ауданы; n — қиысудағы көлденең сырықтардың саны) минималдық мәннен $A_{sw,min}$ кіші болмауы керек (7.9-кестені қар.).

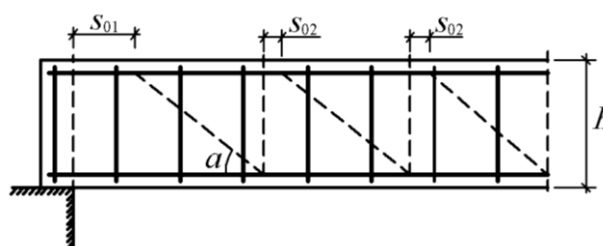
7.7 және 7.8-кестелерден θ бұрышына (7.7-кестеден) бұрышына байланысты немесе θ және α бұрыштарына (7.8-кестесінен) байланысты максималдық қадам алынатын k_1 коэффициентінің мәнін таңдауға болады: $k_1 \rightarrow \frac{s}{0,9d} \rightarrow s$.

7.8-кесте $-45^0 < \alpha < 90^0$ кезінде бүгілген сырықтардың аудандарын анықтауға арналған k_1 коэффициентінің мәндері

$\frac{s}{0,9d}$ қатынасы		k_1 коэффициенті				
		θ қысылған бетон қисықтарының еңіс бұрышы				
		45^0	40^0	35^0	30^0	$26,6^0$
0,8d/0,9d=0,89	90^0	0,890	0,747	0,623	0,514	0,445
	75^0	0,726	0,632	0,543	0,461	0,406
	60^0	0,652	0,581	0,512	0,445	0,390
	45^0	0,629	0,575	0,518	0,461	0,420
0,80	90^0	0,800	0,671	0,560	0,462	0,402
	75^0	0,653	0,567	0,487	0,414	0,365
	60^0	0,568	0,522	0,460	0,400	0,358
	45^0	0,566	0,516	0,466	0,414	,377
0,70	90^0	0,700	0,587	0,490	0,404	0,352
	75^0	0,571	0,496	0,427	0,363	0,320
	60^0	0,512	0,457	0,402	0,350	0,314
	45^0	0,495	0,452	0,407	0,363	0,330
0,6d/0,9d=0,67	90^0	0,667	0,560	0,467	0,385	0,334
	75^0	0,547	0,475	0,408	0,347	0,306
	60^0	0,488	0,437	0,383	0,335	0,300
	45^0	0,472	0,432	0,390	0,347	0,316
0,60	90^0	0,600	0,503	0,420	0,346	0,302
	75^0	0,490	0,425	0,365	0,311	0,274
	60^0	0,439	0,392	0,345	0,300	0,269
	45^0	0,424	0,387	0,349	0,311	0,283
0,50	90^0	0,500	0,420	0,350	0,289	0,251
	75^0	0,408	0,355	0,305	0,259	0,228
	60^0	0,336	0,326	0,288	0,250	0,224
	45^0	0,354	0,323	0,291	0,259	0,236
0,40	90^0	0,400	0,336	0,280	0,231	0,201
	75^0	0,326	0,280	0,244	0,207	0,183
	60^0	0,292	0,261	0,230	0,200	0,179
	45^0	0,283	0,258	0,233	0,207	0,189
0,3d/0,9d=0,33	90^0	0,333	0,277	0,231	0,192	0,167
	75^0	0,272	0,234	0,201	0,171	0,151
	60^0	0,242	0,215	0,190	0,165	0,149
	45^0	0,233	0,213	0,192	0,171	0,156
0,30	90^0	0,300	0,252	0,210	0,173	0,167
	75^0	0,245	0,213	0,183	0,155	0,154
	60^0	0,220	0,196	0,173	0,150	0,149
	45^0	0,212	0,194	0,175	0,155	0,156
0,20	90^0	0,200	0,168	0,138	0,115	0,100
	75^0	0,163	0,142	0,122	0,104	0,091
	60^0	0,146	0,130	0,115	0,100	0,090
	45^0	0,142	0,129	0,116	0,104	0,094

7.8-кесте – $45^0 < \alpha < 90^0$ кезінде бүгілген сырықтардың аудандарын анықтауға арналған k_1 коэффициентінің мәндері (жалғасы)

$\frac{s}{0,9d}$ қатынасы		k_1 коэффициенті				
		θ қысылған бетон қисықтарының еңіс бұрышы				
		45^0	40^0	35^0	30^0	$26,6^0$
0,10	90^0	0,100	0,084	0,070	0,058	0,050
	75^0	0,082	0,071	0,061	0,052	0,046
	60^0	0,073	0,065	0,058	0,050	0,045
	45^0	0,071	0,064	0,058	0,052	0,047



7.8-сурет – Бүгілген сырықтардың аяқтарының арасындағы рұқсатты қашықтықтар

7.9-кесте $-\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha}$ көлденең арматуралаудың минималдық коэффициенттері

Бетонның класы	ρ_{sw} көлденең арматуралаудың минималдық коэффициенттері	
	Арматураның көрсетілген класы	
	St240	St500 (St400)
CC1,3/1,5÷CC12/15	0,0014	0,0008

Көлденең сырықтардың қадамын 7.7 және 7.8-кестелерінен анықталған θ бұрыш $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ шартының орындалуына кепілдеме беретіндей етіп белгілеу керек. Бұл жерде арматуралау кезінде пайдалануға беру кезеңінде еңістік сызаттарды ашудың рұқсатты енінің шартын тексеру керек.

V_{Ed} есептік көлденең күштің кемінде 50% көлденең және бүгілген сырықтармен арматураланған тірек алдылық аймақта көлденең сырықтармен (қамыттармен) қабылдануы керек. Бүгілген сырықтарды төмендегі шарттарды орындай отыра, 7.25-суретте көрсетілгендей олардың аяқтарының арасындағы минималдық қашықтықты қамтамасыз ете отырып, орналастыру керек:

$$s_{01} \leq 0,2h \text{ және } s_{01} \leq 50 \text{ мм};$$

$$s_{02} \leq 0,2h..$$

7.3 Беріктілік бойынша темірбетон элементтерді айналмалы сәттердің әрекетіне есептеу

7.3.1 Айналуға жұмыс істейтін элементтерді кеңістіктік ферма моделінің негізінде есептеу

7.3.1.1 Айналуға жұмыс істейтін элементті сызаттар пайда болғаннан кейін параллель белдеулер болып табылатын бойлық арматураның сырықтары мен диагональ сызаттардан пайда болған және осы көлденең арматураның созылған сырықтарының қисықтарын байланыстыратын қысылған бетон қисықтардан жасалған торлардан тұратын бойлық арматураның сырықтарынан құрлған кеңістіктік ферма ретінде қарастыру керек.

7.3.1.2 Айналуға беріктілік бойынша элементті есептеуді сыртқы және ішкі күштердің тепе-теңдігінің теңдеулерінің негіздемесінде жүзеге асыру керек. Қораптық қиысудың шартты қабырғасының қалыңдығы нақты қабырғаның қалыңдығынан артық болмауы керек.

7.3.1.3 Тұтас көлденең қиысуды сыртқы қоршамалары мен тұтас қиысудың өлшемдерін сақтау арқылы қораптық қиысумен ауыстыру керек (7.9-суретті қар.).

7.3.1.4 Ашық тұтас қиысуды (мысалы, тавролық) әрқайсысын қораптық қиысу ретінде қарастыратын жеке бөліктерге бөлу керек. Ашық тұтас көлденең қиысуы бар элементтің айналуға беріктілігі оның жеке бөліктерінің беріктілігінің сомасы болып табылады.



7.9-сурет – Айналдыруға ұшыраған элементтің қиысуының схемасы, қабылданған терминдер мен белгілер

7.3.1.5 Элементтің қиысуының жеке бөліктерімен қабылданатын жиынтықтық айналмалы сәт жеке бөліктерге бөлінбеген элементтің серпінді есебінің негізінде анықталған сәттен айтарлықтай ерекшеленбеуі керек.

7.3.1.6 Тікбұрышты емес формадағы қиысуы бар элементті айналдыру кезіндегі қаттылықты осы тікбұрышты емес қиысулар бөлінген жеке тікбұрышты бөліктердің қаттылықтарын сомалау жолымен анықтау керек. Тікбұрышты емес қиысуды жеке тікбұрышты бөліктерге жеке тікбұрышты бөліктердің жиынтықтық қаттылығы максималдық болатындай етіп бөлу керек.

7.3.1.7 Егер айналмалы сәт сызаттардың пайда болуына әкелетін айналмалы сәттің төрттен бірінен кіші болса, онда есептеуде айналуы ескермеуге жол береді:

$$T_{Ed} < \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \cdot \frac{A^2}{u}, \quad (7.39)$$

мұнда:

A —ішкі қуыс денелі бөліктің ауданынан тұратын сыртқа периметрдің ішіндегі қиысудың толық ауданы;

u —қиысудың сыртқы периметрі.

7.3.2 Элементтің айналуға беріктілігі

7.3.2.1 Элементті айналуға есептеу кезінде төмендегі шарттар орындалуы керек:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd,max} \quad (7.40)$$

$$T_{Ed} \leq T_{Rd,sy} \quad (7.41)$$

мұнда

$T_{Rd,max}$ — қысылған бетон еңістермен қабылдануы мүмкін шекті айналатын сәт (элементтің бетон бойынша айналуға беріктілігі);

$T_{Rd,sy}$ —арматурамен қабылдануы мүмкін шекті айналатын сәт (элементтің арматура бойынша айналуға беріктілігі).

7.3.2.2 $T_{Rd,max}$ айналуға беріктілікті мына формула бойынша анықтау керек:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k \sin \theta \cdot \cos \theta = \frac{2v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.42)$$

мұнда:

t — тұтас немесе қораптық қиысудың шартты қабырғасының қалыңдығы; $t \leq A/u$, бірақ қабырғаның нақты қалыңдығынан көп емес; t шамасын бойлық арматураның бетонының қорғау қабатының қосарланған қалыңдығынан кем қабылдауға жол бермейді;

A_k — ішкі қуыс денелі бөліктің ауданынан тұратын u_k орташа сызықтың ішіндегі қиысудың толық ауданы;

v — шамасы төмендегі формула бойынша анықталынатын өлшемсіз коэффициент:

$$v = 0,7 \left(1 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \geq 0,35, \quad (f_{ck} \text{ — Н/мм}^2 \text{ берілген}) \quad (7.43)$$

v коэффициентін көлденең арматура элементтің сыртқы бетінде ғана орналасқан жағдайда пайдалану керек; егер көлденең арматура элементтің шартты қабырғасының тұтас қиысуы бар сыртқы және ішкі шекараларында немесе қораптық қиысуы бар элемент қабырғасының екі шекарасында орналасқан болса, онда v шамасын (7.20) формуласы бойынша анықтау керек;

α_{cw} — қысылған белбеудегі кернеудің деңгейін есептейтін коэффициент, алдын-ала кернеуі жоқ конструкциялар үшін $\alpha_{cw}=1$;

θ — бетон еңістердің элементтің бойлық осыне еңкеюінің бұрышы:

$$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ \quad (7.44)$$

7.3.2.3 Элементтің $T_{Rd,sy}$ айналуға беріктілігін төмендегі формула бойынша анықтау керек:

$$T_{Rd,sy} = 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \cot \theta \quad (7.45)$$

Элементтің айналу салдарынан пайда болатын күшейтуді қабылдауға қажетті A_s бойлық арматураның қиысуының қосымша ауданын мына теңдеуден анықтау керек:

$$A_s \cdot f_{yd} = T_{Rd,sy} \cdot \frac{u_k}{2A_k} \cdot \cot \theta, \quad (7.46)$$

мұнда:

f_{ywd} —көлденең арматураның есептік кедергісі;

f_{yd} —бойлық арматураның есептік кедергісі;

A_{sw} —көлденең арматураның бір сырығының қиысу ауданы;

u_k —ортаңғы сызықтың ұзындығы;

s —көлденең арматураның қадамы.

Егер арматуралау берілген болса, θ және $T_{Rd,sy}$ шамаларын келесі теңдеулерден анықтау керек:

$$\tan^2 \theta = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} / \frac{A_s}{u_k} \cdot f_{yd} \quad (7.47)$$

$$T_{Rd,sy} = 2A_k \sqrt{\frac{A_{sw}}{s}} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_s}{u_k} \cdot f_{yd} \quad (7.48)$$

Егер (7.25) теңдеуінен анықталған θ шамасы (7.22) теңсіздігімен белгіленген шектерден шықса, онда жақын шекаралас шамаға тең θ шамасын қабылдау керек.

7.3.2.4 Қисықтардан көлденең арматураға күшейтуді беруге берілген кепілдеме шарттарын орындау мақсатында, бойлық сырықтың кемінде біреуі элементтің көлденең қиысуының әрбір бұрышында болуы керек.

7.3.3 Иілумен, осьтік күшейтумен және кесікпен үйлесімде элементтің айналуға беріктілігі

7.3.3.1 Әртүрлі үйлесімдерде айналатын сәтпен бірге әрекет ететін майысатын сәттен, бойлық күштен және кесіктен болатын күшейтуді қабылдауға қажетті арматуралау айналумен болатын күшейтуді қабылдауға қажетті арматуралаумен толықтырылуы керек. Осы жерде көлденең арматураның қадамының шамасы мен оны орналастыру бойынша шектеу айналу, иілу, осьтік күшейту мен кесіктер бойынша қойылатын талаптарды бірлесіп қарастырудан шыға қабылдануы керек.

7.3.3.2 Иілуден созылған элементтің қиысу аймағында иілу мен осьтік күштерден болатын күшейтуді қабылдауға қажетті бойлық арматуралауға қосымша айналумен болатын күшейтуді қабылдауға қажетті бойлық арматуралауды қарастыру керек. Иілуден қисылған қиысу аймағындағы айналумен болатын күшейтуді қабылдауға қажетті қосымша бойлық арматуралауды, айналумен салдарынан пайда болатын бетондағы созылмалы кернеу иілудің салдарынан пайда болатын бетондағы қысатын кернеулерден кіші болған жағдайда, қарастырмауға жол беріледі.

7.3.3.3 Егер айналмалы сәт үлкен майысатын сәтпен бір уақытта әрекет етсе, бетондағы бас қысылатын кернеулер $\alpha_{cc} \cdot f_{cd}$ аспауы керек. Бұл кернеулерді майысудың салдарынан пайда болатын (элементтің ұзындығы бойынша) орташаландырылған

кернеулер мен $\tau_{t,i} = T_{Ed} / (2A_k t_{ef,i})$ айналуудың салдарынан пайда болатын қатыстық кернеулерден шыға, анықтау керек.

i қабырғасындағы айналу кезіндегі $V_{Ed,i}$ көлденең күш мына формула бойынша анықталады:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i \quad (7.49)$$

мұнда:

T_{Ed} — айналуудың есептік сәті (8.28-суретті қар.);

A_k — ішкі қуыс денелі аймақты қоса, қабырғаның ауыртпалық орталықтарының шектелген сызықтарының ауданы;

$\tau_{t,i}$ — i қабырғасындағы айналуудың қатыстық кернеулері;

$t_{ef,i}$ — қабырғаның тиімді қалыңдығы. Ол A/u сияқты анықталуы мүмкін, бірақ шет жақ пен бойлық арматураның ауыртпалық орталығының арасындағы қосарланған қашықтықтан кем болмауы керек. Жіңішке қабырғалық қиысу үшін қолданыстағы қалыңдық жоғарғы шекара болып табылады:

A — ішкі қуысты қоса, периметр ішіндегі көлденең қиысудың толық ауданы;

u — көлденең қиысудың сыртқы периметрі.

7.3.3.4 [6.3.2 (4)] T_{Ed} айналатын сәт пен V_{Ed} көлденең күштің бірлескен әрекеті кезінде мына шарттар орындалуы керек:

– тұтас қиысу үшін:

$$\left[\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right]^2 + \left[\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right]^2 \leq 1 \quad (7.50)$$

– қораптық қиысу үшін:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (7.51)$$

мұнда:

$T_{Rd,max}$ — (7.42) формуласы бойынша анықталатын айналуудағы элементтің беріктілігі;

$V_{Rd,max}$ — θ бұрышының астынан элементтің бойлық осьіне қарай иілген бетон қисықтарының беріктілігі, бұл беріктілікті (7.22) немесе (7.25) формулалары бойынша анықтау керек.

7.3.3.5 Қораптық қиысудың әрбір қабырғасындағы айналу мен кесудің бірлескен әрекетінен пайда болатын бетондағы кернеу $\sigma_c = v \cdot f_{cd}$ аспауы керек, мұнда v шамасы (7.21) шартынан анықталынады.

7.3.3.6 Бірлесіп әрекеттесетін кесік пен айналу үшін бетон қисықтарының еңкею бұрышын θ бірдей етіп қабылдауға жол беріледі.

7.3.3.7 Формасы бойынша тікбұрыштыларға жақын тұтас қиысуды есептеу кезінде, егер төменде берілген шарт орындалған болса, 9-бөлімге сәйкес минималдық қажетті күшейтуден басқа, айналу мен кесуден болатын күшейтуді қабылдау үшін есептік арматуралауды қарастырмауға жол беріледі:

$$T_{Ed} \leq \frac{V_{Ed} \cdot b_w}{4,5} \quad (7.52)$$

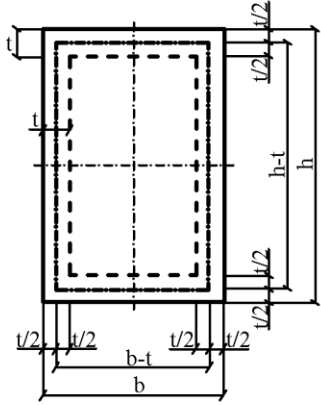
$$V_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{4,5 T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w} \right) \leq V_{Rd,ct} \quad (7.53)$$

мұнда

b_w —қабырғаның көлденең қиысуының минималдық ені.

Кеңістіктік ферманың моделі бойынша тікбұрышты қиысудың темірбетон элемент үшін айналуынан болатын күшейтуді қабылдайтын арматура ауданын таңдау мен беріктілігін тексеру алгоритм бойынша (7.10-кесте) орындала алады.

7.10-кесте – Кеңістіктік ферманың моделі бойынша айналу кезінде темірбетон элементті есептеудің алгоритмі

		Берілгені: - T_{Ed} айналатын сәттің шамасы; - b және h элементінің көлденең қиысуының өлшемдері; - бетонның беріктілік бойынша класы; - бойлық және көлденең арматураның класы; - арматураның орналасуы – элементтің сыртқы шегінде; Талап етіледі: - элементтің көлденең қиысуының өлшемдерін тексеру; - айналуы қабылдайтын арматураны таңдау
p/c №	Жасалатын әрекеттер	Есептік формула
1	2	3
1	A қиысу ауданын есептеу	$A = b \cdot h$
2	u қиысу периметрін есептеу	$u = 2b + 2h$
3	Спиралдық сызаттардың пайда болу шартынан айналу есепке алу қажеттілігін тексеру	$T_{Ed} \geq \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \left(\frac{A^2}{u} \right)$ егер шарт орындалса, онда есептеу қажет, себебі, диагональ сызаттар пайда болады
4	Қабырғаның шартты қалыңдығын белгілеу	$t = \varnothing/6$, бірақ 40 мм кем емес және бетонның қорғаныс қабатының қос қалыңдығынан артық емес; $\varnothing$ – элементтің көлденең қиысуының контурына жазылған төңіректің диаметрі (бұл жағдайда – элементтің көлденең қиысуының кіші өлшемі)
5	A_k қиысудың тиімді ауданын есептеу	$A_k = (b - t) \cdot (h - t)$
6	ν коэффициентін есептеу	$\nu = 0,7(0,7 - f_{ck}/200)$
7	θ бұрыштың бастапқы мәнін белгілеу	Бірінші жақындау кезінде – $\theta = 45^\circ$
8	Диагональ сызықтың қысылған бетоны бойынша $T_{Rd,max}$ күш түсетін қабілеттілікті анықтау	$T_{Rd,max} = \frac{2\nu \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{\cot\theta + \tan\theta}$
9	(8.67) беріктілік шартын тексеру	Егер $T_{Rd,max} < T_{Ed}$ болса, онда $T_{Rd,max} = T_{Ed}$ қабылдау керек

7.10-кесте – Кеңістіктік ферманың моделі бойынша айналу кезінде темірбетон элементті есептеудің алгоритмі (жалғасы)		
10	Текшелік теңдеудің шешімінен қабырғаның t шартты есептік қалыңдығының мәнін анықтау және оны 4-тармақта қабылданған мәнмен салыстыру	$t^3 - (b + h)t^2 + (b \cdot h)t - \frac{T_{Rd,max}(cot\theta + tan\theta)}{2v \cdot f_{cd}} = 0$ Егересептелген t 4-тармақтың мәнімен салыстырғанда тиімді мәнді бермесе, b және h жаңа өлшемдерін белгілеу керек
11	$t \leq A/u$ шарты тексеріледі. Егер $t > A/u$ болса, онда $t = A/u$ қабылдап, A_k аудандарын есептеу керек	$A_k = \frac{T_{Rd,max}(cot\theta + tan\theta)}{2v \cdot f_{cd} \cdot t}$
12	b және h қиысудың жаңа өлшемдерін (b және h үлкен емес ұлғайту жағына қарай дөңгелектей отырып) анықтау	$A_k = (b-t)(h-t)$ – теңдеудің шешімдерінен жаңа өлшемдерді анықтау
13	A қиысу ауданын есептеу (b және h жаңа өлшемдері кезінде)	$A = b \cdot h$
14	U қиысу периметрін есептеу	$u = 2b + 2h$
15	t шартты қабырғаның қалыңдығын есептеу	$t = A/u$ (алынған мәнді 1 мм дейін дөңгелектеу керек)
16	A_k жаңа мәнін есептеу	$A_k = (b - t) \cdot (h - t)$
17	Иілген сызықтың бетоны бойынша күш түсетін қабілеттілікті $T_{Rd,max}$ анықтау және $T_{Ed} \leq T_{Rd,max}$ шартын тексеру	$T_{Rd,max} = \frac{2v \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{cot\theta + tan\theta}$ ЕСКЕРТПЕ $T_{Ed} \leq T_{Rd,max}$ шартының орындалуын қамтамасыз ету үшін, шартты қабырғаның қалыңдығын ұлғайтудан (бұл жағдайда айналуға беріктілікті қамтамасыз етуде арматураның салымы ұлғаяды) немесе көлденең қиысудың ауданын ұлғайтудан басқа, егер ол беріктілік жағдайын орындауға әкелмесе, бетонның одан да жоғарғы класын қабылдауға және (немесе) 7-тармақ бойынша θ бұрышты өзгертуге болады
18	$T_{Rd,sy} = T_{Ed}$ қабылдау	
19	A_{sw}/S қатынасын анықтау	$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{T_{Rd,sy}}{2A_k \cdot f_{ywd} \cdot cot\theta}$
20	Скөлденең сырықтардың қадамын белгілеу	$s \leq s_{max}$ (см. табл. 7.6)
21	A_{sw} көлденең арматураның ауданын есептеу	$A_{sw} = \left(\frac{T_{Rd,sy}}{2A_k \cdot f_{ywd} \cdot cot\theta} \right) \cdot s$
22	u_k тиімді периметрдің ұзындығын есептеу	$u_k = 2(b - t) + 2(h - t)$
23	A_s бойлық арматураның ұзындығын есептеу	$A_s = \left(\frac{T_{Rd,sy} \cdot u_k / 2A_k}{f_{yd}} \right) cot\theta$

7.4 Темірбетон элементтерін жүктемелердің жергілікті әрекетіне есептеу

7.4.1 Темірбетон элементтердің мыжуға (жергілікті қысуға) беріктілігін есептеу

Жергілікті қысатын жүктемелердің әрекетіне ұшыраған бетон және темірбетон элементтердің беріктілігі бойынша есептеу кезінде, бетонның беріктілік сипаты ретінде бетонның қысуға есептік кедергісі мен мыжылу ауданының (жергілікті жүктеме қосымшаланған аудан) осы жүктемені бөлу ауданына қатынасына байланысты бетонның мыжуға есептік кедергісінен f_{cud} қабылдау керек.

7.4.1.1 Жанама арматура жоқ кезде элементтерді жергілікті қысуға (мыжуға) есептеуді төмендегі шарт бойынша жүргізеді:

$$N_{Ed} \leq \psi \cdot f_{cud} \cdot A_{c0} \quad (7.54)$$

мұнда:

N_{Ed} —сыртқы жүктемеден болатын жергілікті қысатын күш;

A_{c0} —қысылатын күштің қосымшалаудың ауданы (мыжылу ауданы);

ψ —төмендегілерге тең етіп қабылданатын коэффициент:

мыжылу ауданы бойынша бірқалыпты бөлінген жергілікті жүктеме кезінде – 1,0;

мыжылу ауданы бойынша (арқалықтардың, жүгіртпелердің, маңдайшалардың ж.с.с. соңында) бірқалыпты емес бөлінген жергілікті жүктеме кезінде – 0,75;

f_{cud} —мына формула бойынша анықталатын жүктеменің жергілікті әрекеті кезінде бетонның қысуға есептік кедергісі:

$$f_{cud} = \omega_u \cdot f_{cd} \quad (7.55)$$

мұнда:

ω_u – мына формула бойынша анықталуы керек, мыжу кезінде бетонның беріктілігін көтеруді есептейтін коэффициент:

$$\omega_u = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \text{ 2,5 артық емес және 1,0 кем емес; } \quad (7.56)$$

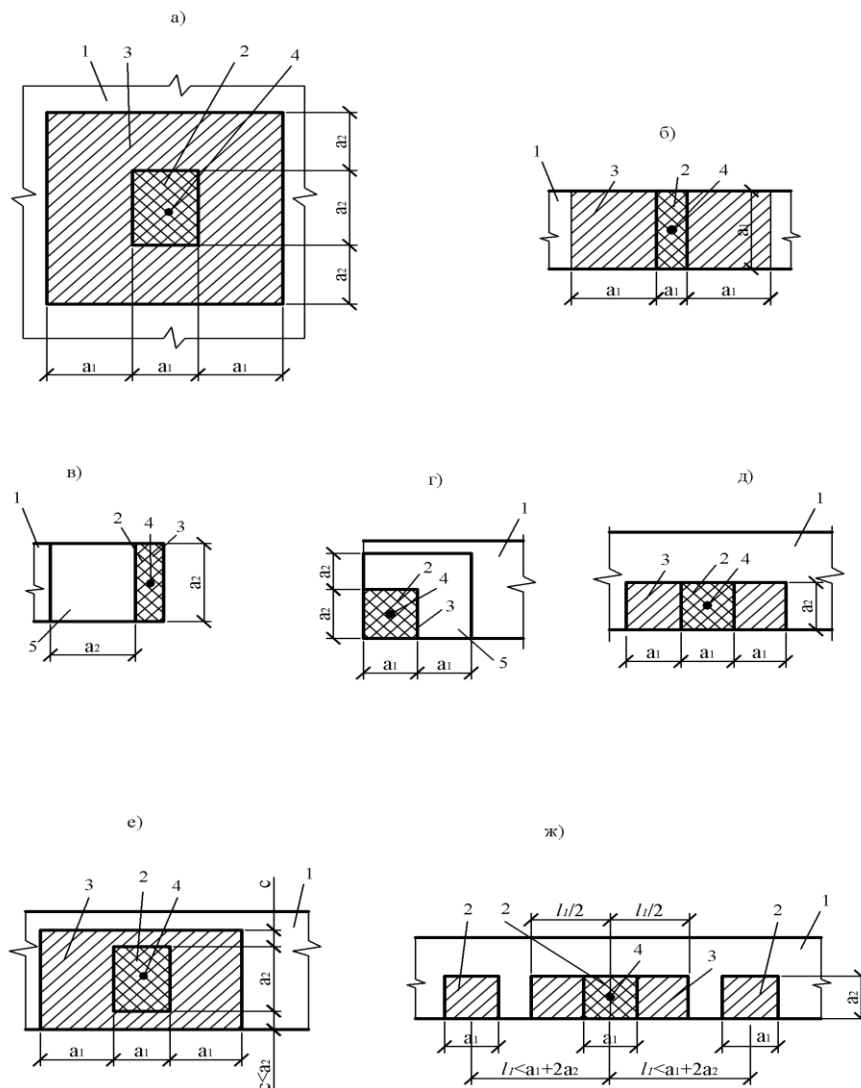
A_{c1} – төмендегі ережелер бойынша белгіленетін бөлудің ауданы:

A_{c0} және A_{c1} аудандардың ауыртпалық орталықтары сәйкес келеді;

A_{c1} есептік ауданның шекаралары осы жақтардың тиісті өлшемдеріне тең (7.51-сурет) қашықтықтағы A_{c0} ауданның әрбір жағынан тұрады;

екі көршілес жүктемелердің қосымшаларының нүктелерінің арасындағы қашықтықтың ортасы арқылы өтетін (7.10-сурет) сызықтармен шектелетін есептік ауданның бірнеше жүктемесі бар кезде.

ЕСКЕРТПЕ Арқалықтардан, жүгіртпелерден және иілуге жұмыс істейтін басқа элементтерден болатын жергілікті жүктеме кезінде, есептеуде ескерілетін тіректің тереңдігі A_{c0} және A_{c1} анықтау кезінде 20 см артық қабылданбайды.



7.10-сурет – Жергілікті жүктеменің төменде көрсетілгендей орналасуы кезінде элементтерді жергілікті қысуға есептеуге арналған схема

а – элементтің шеттерінен алыс; б – элементтің барлық ені бойынша; в – элементтің барлық ені бойынша шетінде (бүйірінде); г – элементтің бұрышында; д – элементтің бір шетінде; е – элементтің бір шетінің маңында; ж – бірнеше жүктеме бар болғанда

(1 – жергілікті жүктеме әрекет ететін элемент; 2 – A_{c0} мыжылу ауданы; 3 – A_{c1} бөлу ауданы; 4 – A_{c0} және A_{c1} аудандарының ауыртпалық орталығы; 5 – жанама арматуралау есептеуде ескерілетін торлармен арматуралаудың минималдық аймағы)

7.4.1.2 Элементтерді дәнекерлік торлар түріндегі жанама арматура бар болған кезде жергілікті қысуға есептеу мына шарттар арқылы жүргізіледі:

$$N_{Ed} \leq \psi \cdot f_{cud,s} \cdot A_{c0}, \quad (7.57)$$

мұнда:

$f_{cud,s}$ — төмендегі формула бойынша анықталатын, жергілікті қысу аймағындағы жанама арматураның есебімен берілген бетонның қысуға есептік кедергісі:

$$f_{cud,s} = f_{cud} + 2 \cdot \omega_{us,xy} \cdot f_{ywd,xy} \cdot \mu_{s,xy} \quad (7.58)$$

мұнда:

$$\omega_{us,xy} = \sqrt{\frac{A_{c0,ef}}{A_{c0}}} \quad (7.59)$$

$A_{c0,ef}$ —олардың шеткі сырықтары бойынша есептеп, жанама арматуралау торларының контурларының ішінде жасалған және (7.59) формуласы бойынша қабылданатын, A_{c1} артық емес аудан;

$f_{ywd,xy}$ —жанама арматураның созылуға есептік кедергісі;

$\mu_{s,xy}$ —төмендегі формула бойынша анықталатын коэффициент:

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{cud,ef} \cdot s} \quad (7.60)$$

n_x, A_{sx}, l_x —сырықтардың саны, x бағытындағы осьтерде шеткі сырықтарды есептеумен қысу ауданы және сырықтардың ұзындығы;

n_y, A_{sy}, l_y —дәл сол, y бағытында;

s —жанама арматуралау торларының қадамы.

f_{cud}, A_{c0}, ψ және N_{Ed} мәндері 7.4.1.1 тармағына сәйкес қабылданылады.

Элемент жанама арматуралаумен (7.57 теңдеудің оң жақ бөлігі) қабылдайтын жергілікті қысылатын күштің мәндері элемент жанама арматуралаусыз (7.54 теңдеудің оң жақ бөлігі) қабылдайтын жергілікті қысылатын күштің қосарланған мәнінен артық қабылданбайды.

Жанама арматуралаудың торлары A_{c1} есептік ауданның шегінде орналасады. Осы жерде 7.51-суреттің *в* және *с* схемалары үшін жанама арматуралаудың торлары әрбір бағытта өзара перпендикуляр екі жақтың сомасынан кем емес өлшеммен аудан бойынша орналасады.

Егер жүк ауданы элементтің шетінде (7.51-суреттің *б-д*, *ж* қар.) орналасса, A_{c0} және $A_{c0,ef}$ мәндерін анықтауда торлардың шеткі сырықтары үшін бетонның қорғалатын қабатымен алынған аудан есепке алынбайды.

Торлар тереңдік бойынша:

- жүк ауданының қосарланған үлкен өлшемінен артық элементтің қалыңдығы кезінде – жүк ауданының қосарланған өлшемінің шегінде;
- жүк ауданының қосарланған үлкен өлшемінен кем элементтің қалыңдығы кезінде – элемент қалыңдығының шегінде орналасады;
- жанама арматуралау торлары 9.27-тармағында берілген конструктивтік талаптарға жауап беруі керек.

7.4.2 Басу (жергілікті кесу)

7.4.2.1 Жалпы ережелер мен анықтамалар

7.4.2.1.1 Темірбетон конструкцияларды басу (жергілікті кесу) осы нормативтік құралға сәйкес жүктемені қосымшалау ауданы деп аталатын, салыстырмалық шағын

аудандарға қосымшаланған шоғырланған күштердің немесе реакциялардың әрекетінің нәтижесі болып табылады.

Нормативтік құжаттардың талаптарына сәйкес конструкцияның жергілікті кесу кезіндегі шекті жағдайы кіші негізі жүктемені қосымшалау ауданымен анықталатын, ал пайда болғандары горизонтальға қарай бұрыштың астында иілген қысқа пирамиданың (конустың) пайда болуымен сипатталады. Осы жерде басуға деген беріктілік, жалпы жағдайда, бақылау қиысудың периметріне, тақтайшаның есептік биіктігі мен бетонның кесуге деген кедергісіне байланысты болады:

$$V_{cd,sh} = f_{cd,sh} \cdot u_1 \cdot d \quad (7.61)$$

мұнда

V_{Ed} – басатын күш;

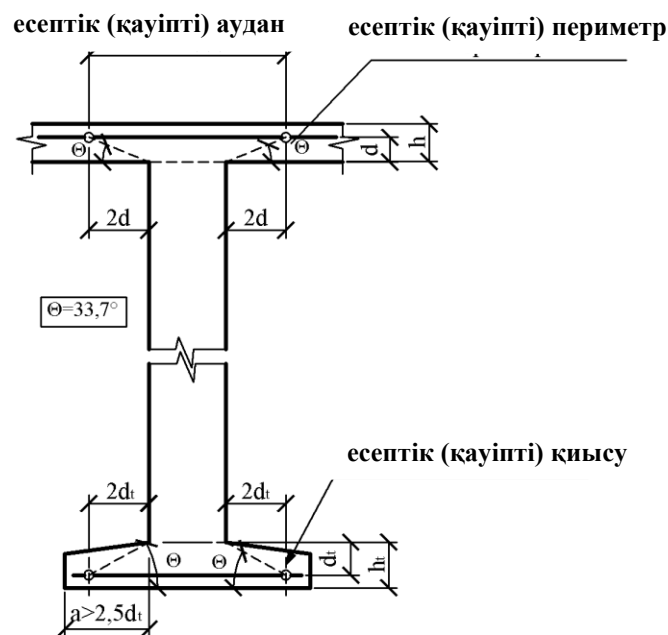
$V_{cd,sh}$ – басу кезінде бетон қабылдайтын күшейту;

$f_{cd,sh}$ – басу кезінде бетонның кесуге есептік кедергісі;

u_1 – шартты бақылау қиысудың периметрі;

d – тақтайшаның жұмыс биіктігі.

Басуға беріктілік 7.11-суретте көрсетілген есептік модельге сәйкес, есептік бақылау периметрдің бойында анықталады. Қауіпті периметрдің шегінен тыс тақтайшаны кесуге есептеуді 7.2-тарауда ұсынылған жалпы қағидаға сәйкес орындау керек.



7.11-сурет – Басу (жергілікті кесу) кезінде күш түсетін қабілеттілікті анықтауға арналған есептік модельді суреттеу

Жүктеменің қосымшалаудың ауданы

7.4.2.1.2 Осы нормативтік-техникалық құралған енгізілген жергілікті кесуге беріктілікті есептеудің әдістері A_{load} қосымшаланған жүктемелердің аудандарының келесі типтері үшін (мұнда d – тақтайша қиысуының жұмыс биіктігі) қолданбалы болады:

- $3,5d$ м емес диаметрі бар дөңгелек типтер;
- $11d$ аспайтын периметрі және ұзындықтың енге 2 аспайтын қатынасы бар тікбұрыш типтер;
- жоғарыда сипатталған стандарттық формадағы аналогия бойынша өлшемдерді шектеу кезіндегі басқа формалар.

Егер берілген талаптар 7.12-суретте көрсетілген жүктемені қосымшалаудың аудандарының жеке бөліктері үшін орындалмаса, онда 7.2-тарауда қарастырылған кесуге есептеудің қағидалары әрекет етеді.

Есептік (бақылау) периметр

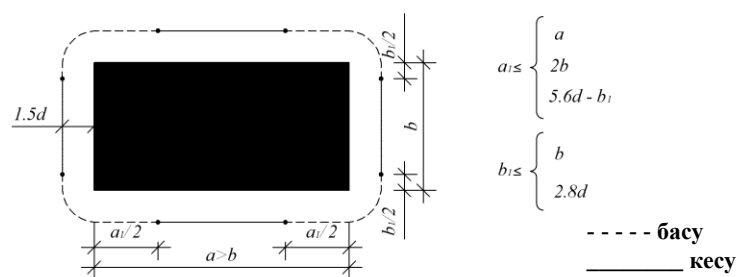
Тақтайшаның бос шеттерінен алыстатуға орналасқан, жергілікті жүктемені қосымшалау жоспарындағы дөңгелек және тікбұрышты аудандарға арналған u_1 бақылау периметрін олардың сыртқы шектерінен $2d$ қашықтықта қалып қалған периметр түрінде анықтау керек (7.12 сурет).

Тақтайшалардың бос шеттері мен бұрыштарына, ойықтарға тікелей емес төңіректе орналасқан жүктемені қосымшалау аудандары үшін, және егер бақылау периметрден немесе ойықтан қашықтық $6d$ кем болса, онда бақылау периметрінің ұзындығын 7.13, 7.14-суретке сәйкес анықтау керек.

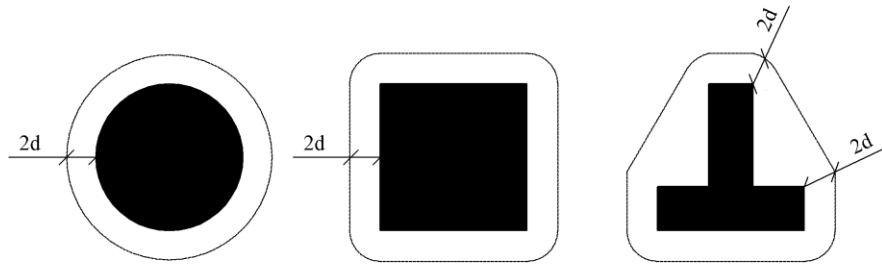
Есептік (бақылау) ауданы A_{cont} – есептік (бақылау) периметрдің ішіндегі аудан.

Есептік (бақылау) қиысу

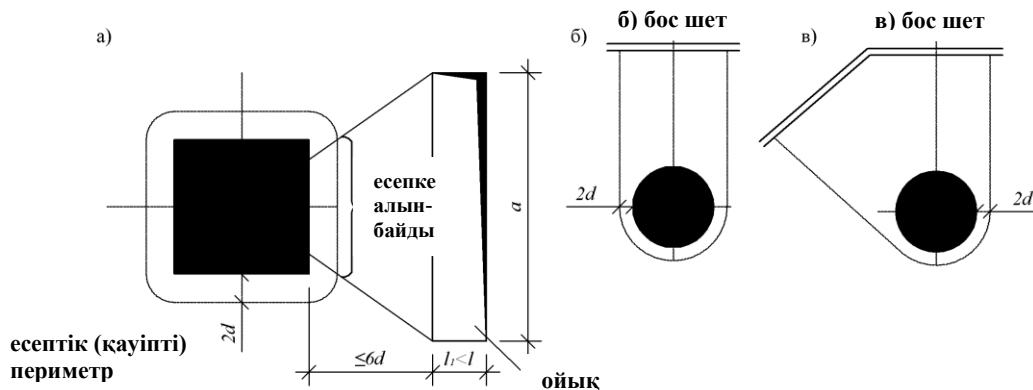
Қауіпті қиысуға тақтайшаның жұмыс биіктігінің (d) шегінде бақылаушы периметрді жалғастыратын қиысу жатады. Тұрақты биіктігі бар тақтайшалар үшін тақтайшаның орташаландырылған жазықтығына перпендикуляр бақылау қиысу, ал ауыспалы қалыңдығы бар тақтайшалар үшін қатты созылған шекке перпендикуляр ретінде қарастырылады.



7.12-сурет – Стандарттық емес жағдайларда басу мен кесуге есептеу жағдайларын қабылдау



7.13-сурет – Тақтайша мен ойықтардың бос шеттерінен алыстатылған жүктемелерді қосымшалау аудандарына арналған бақылау периметрі



7.14-сурет – Төменде көрсетілгендерден тікелей емес маңда орналасқан жүктемені қосымшалау аландарына арналған бақылау периметрі
а – ойықтардан; б – бос шеттерден; в – тақтайшалардың бұрыштарынан

Ауыспалы қалыңдықты тақтайшаларға (бағандардың капительдері) арналған бақылау қиысудың қағидаты

7.4.2.1.3 $l_H < 2,0h_H$ немесе капитель еңісінің бұрышы θ үлкен бағанның дөңгелек капительдеріне тірелетін тақтайшалар үшін басуға есептеу 7.15-суретте көрсетілген бақылау қиысу үшін орындалады. Осы қиысудың күйі r_{cont} баған орталығынан төмендегі тендеуден анықталуы мүмкін:

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c \quad (7.62)$$

мұнда:

l_H – бағанның үстінен капительдің шетіне дейінгі қашықтық;

c – дөңгелек бағанның диаметрі.

$l_H < 1,5h_H$ кезінде l_1 және l_2 ($l_1 = c_1 + 2l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$) өлшемдері бар тікбұрышты капительді тікбұрышты бағандар үшін r_{cont} мәні төмендегі екі мәнді кішісімен қабылданып, есептеуге кіргізіледі:

$$r_{cont} = 2d + 0,56\sqrt{l_1 l_2} \text{ және} \quad (7.63)$$

$$r_{cont} = 2d + 0,69l_1 \quad (7.64)$$

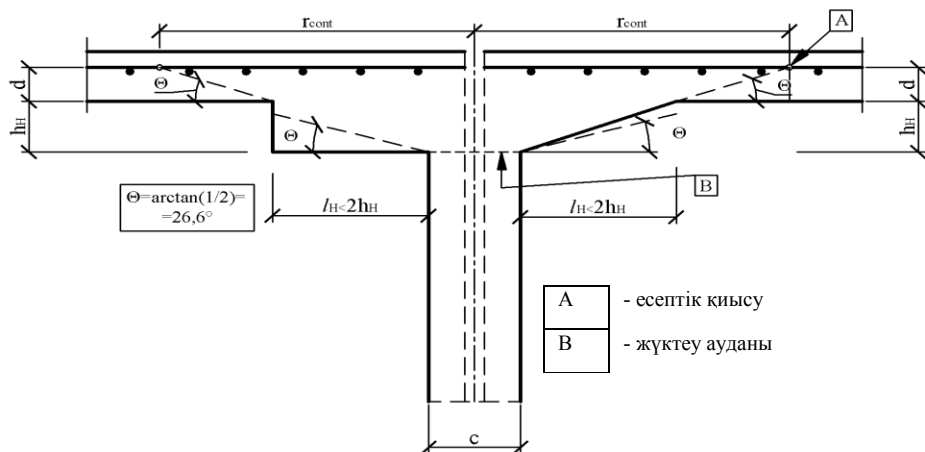
$l_H > 2h_H$ болған немесе капитель еңісінің бұрышы θ (7.16-сурет) кіші болған жағдайда, бағанның орталығынан қауіпті қиысуға дейінгі қашықтық мына формула бойынша анықталады:

$$r_{\text{cont,ext}} = l_H + 2d + 0,5c \quad (7.65)$$

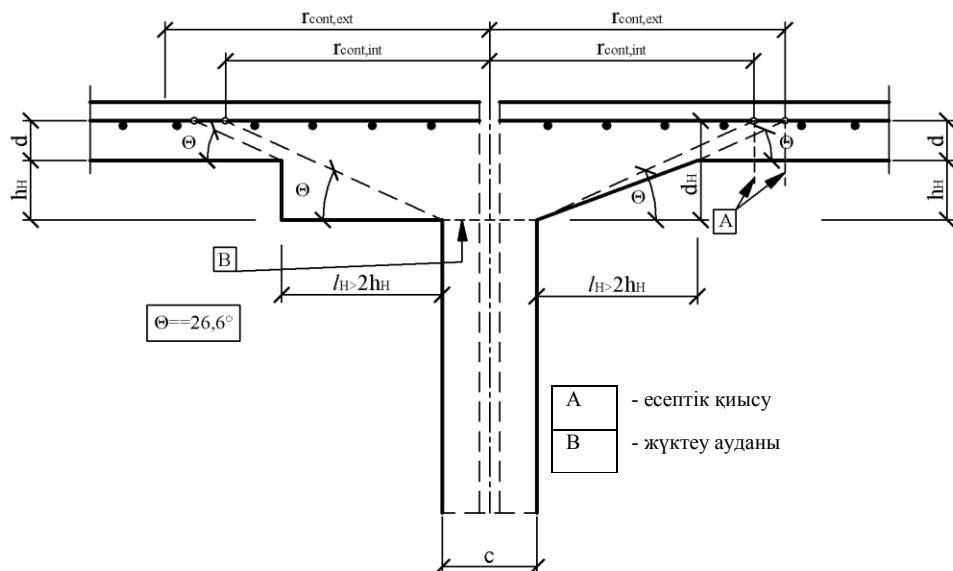
$$r_{\text{cont,int}} = 2 \cdot (d + h_H) + 0,5c \quad (7.66)$$

$2h_H < l_H < 2(h_H + d)$ бар капитель үшін бағанның орталығынан қауіпті қиысуға дейінгі қашықтық мына формула бойынша анықталады:

$$r_{\text{cont}} = 2l_H + 0,5c \quad (7.67)$$



7.15-сурет $l_H < 2,0h_H$ кезінде басуға арналған есептік модель



7.16-сурет $l_H > 2,0h_H$ кезінде басуға арналған есептік модель

7.4.2.2 Басуға (жергілікті кесуге) беріктілікті тексеру кезіндегі есептік жағдайлар

7.4.2.2.1 Тақтайшалардың немесе іргетастың басуға (жергілікті кесуге) беріктілігін тексеруді элементтердің қалыңдығы бетонның локалдық басылатын жүктемемен шақырылған қайта кесетін күшті қабылдау тұрғысынан элементтердің қалыңдығы жеткілікті болып табылатын шарттан орындау керек. Кері жағдайда (бетонның жеткіліксіз беріктілігі кезінде) капительдердің құралы мен қосымша арматуралауды орнату керек.

Осы жерде жергілікті шоғырланған жүктемемен шақырылған өн бойлық көлденең күшті мына формула бойынша анықтау керек:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1} \quad (7.68)$$

мұнда:

V_{Ed} – бақылау периметрдің ұзындығы бойынша әрекет ететін нәтижелендіруші көлденең күш (іргетастарды есептеу кезінде V_{Ed} шамасы топырақтың бақылау периметрдің ішінде орналасқан аудан бойынша қысымнан болатын кедергі келтіретін басудың есебімен анықталуы керек);

u_1 – бақылау периметрінің ұзындығы;

β – жүктеменің орталықтан тыс қосымшасының әсерін ескеретін коэффициент (эксцентриситет жоқ болған жағдайда $\beta = 1,0$ қабылдау керек). β коэффициентінің мәнін 7.17-суретке сәйкес басатын күшейтудің орталықтан тыс қосымшасының жағдайында бағандар үшін қабылдау керек.

7.4.2.2.2 Тақтайшаның басуға (жергілікті кесуге) көлденең арматуралаусыз беріктілігін мына теңдеуден тексеру керек:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (7.69)$$

мұнда:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12k(100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \right] d,$$

$$\text{бірақ } = (0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}) \cdot d \text{ аз;}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 (d \text{ в мм});$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02;$$

ρ_{lx}, ρ_{ly} – сәйкесінше x бағытындағы және y бағытындағы бойлық арматуралаудың коэффициенттері;

$$d = 0,5(d_x + d_y),$$

d_x, d_y – бақылау қиысуда анықталынатын, сәйкесінше x бағытындағы және y бағытындағы тақтайшаның жұмыс биіктіктері;

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2},$$

мұнда

σ_{cx}, σ_{cy} – x және y бағыты бойынша есептік қиысуға арналған дұрыс кернеулер («минус» белгісі қысу кезінде қабылданады).

Әрбір бағыттағы бойлық арматураның ауданын тиісті бағыттағы бақылау қиысудың ауданынан 0,002 кем емес көлемде орнату керек. Егер (7.27) шарты орындалмаса, онда басу шартынан көлденең арматуралауды орнату керек.

Көлденең арматуралауы бар тақтайшаның **басуға (жергілікті кесуге) күш түсетін қабілеттілігін** төмендегі өрнектерден анықтау керек:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad (7.70)$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,sy} \quad (7.71)$$

мұнда:

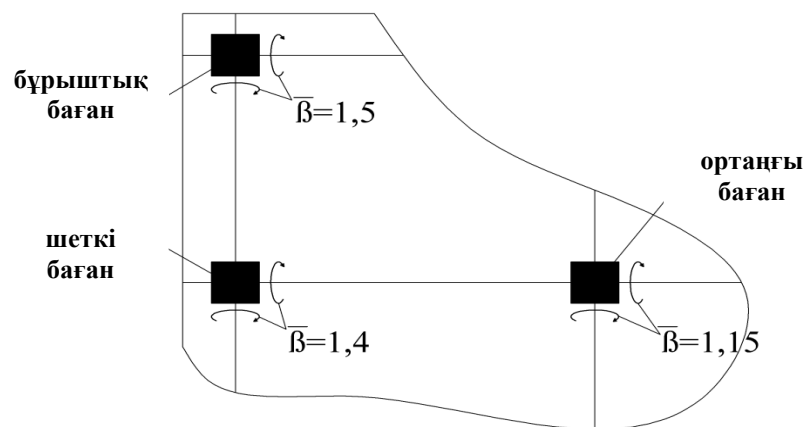
$$V_{Rd,max} = 1,5 V_{Rd,c};$$

$$V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} + \frac{\sum A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha}{u} \quad (7.72)$$

(7.23) формуласында:

$\sum A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha$ – басатын күштің қосымшалау бағытындағы көлденең арматуралау қабылдайтын нәтижелендіруші күшейтудің сомасы;

α –көлденең арматураның тақтайша жазығына еңкею бұрышы.



7.17-сурет – (7.68) формуласындағы β коэффициенттерінің мәндері

(7.72) формуласы бойынша жергілікті кесудің шартынан есептелінген көлденең арматуралауды бақылау ауданының шегінде орналастыру керек. Осы жерде бақылау ауданының шегіндегі арматураланған тақтайшалардың минималдық қалыңдығы 200 мм кем болмауы керек, ал арматуралаудың минималдық пайызы мына формула бойынша анықталынады:

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw} \cdot \sin \alpha}{A_{cont} - A_{load}} \quad (7.73)$$

мұнда:

A_{cont} , A_{load} – сәйкесінше бақылау периметрінің (бақылау ауданыны) ішіндегі беттің ауданы және локалдық жүктеменің қосымшалау ауданы.

Алынған $\rho_{w,min}$ мәндері конструктивтік түсінік бойынша белгіленген мәндерден кем болмауы керек.

7.4.2.2.3 Арматураланған элементтерді басудың күш түсетін қабілеттілігін тексеруден басқа, сәйкесінше x және y бағытындағы тақтайша енінің

m_{Edx} және m_{Edy} бірлігінде әрекет ететін минималдық майысатын сәттерді бақылау қажетті болып табылады. Егер басқа есептер талап етілетін мәндерді бермеген жағдайда, осы сәттерді мына өрнектен анықтау керек:

$$m_{Edx}(m_{Edy}) \geq \eta \cdot v_{Ed} \quad (7.74)$$

мұнда:

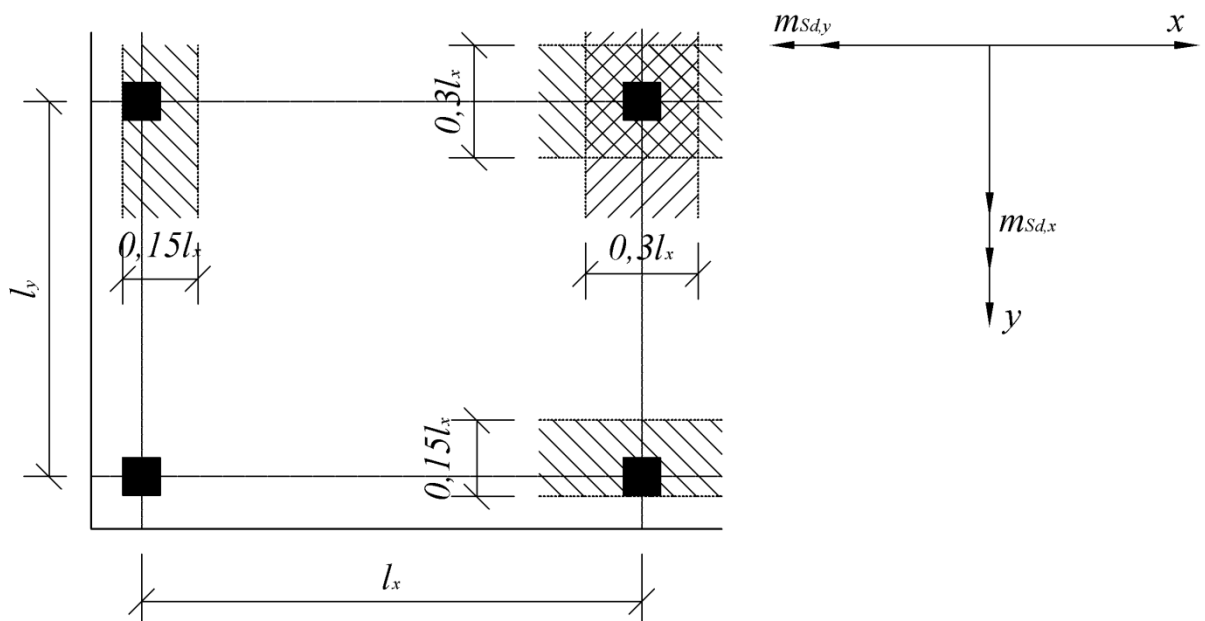
v_{Ed} – ұзындықтың бірлігіне келетін есептік көлденең күш;

η —7.17-суретте берілген белгілеулерге сәйкес, 7.11-кестеге сай сәттердің мәндерін анықтайтын коэффициент.

7.18-суреттегі белгілерде тақтайша саласында (7.69) шартын майысуға есептеумен анықталған және x және y бағытындағы тақтайшаның жұмысының тиімді аймақтарының ені бойынша бойлық арматуралаудың ауданын есептеуде қолдана отырып, тексеру керек.

7.11-кесте – Бағандардың күйіне байланысты η коэффициентінің мәндері

Бағанның күйі	төмендегі бойынша m_{Edx} үшін η			төмендегі бойынша m_{Edy} үшін η		
	тақтайша үсті	тақтайша асты	тақтайша есептік ені	тақтайша үсті	тақтайша асты	тақтайша есептік ені
Ішкі	0,125	0	$0,3l_y$	0,125	0	$0,3l_x$
Шеткі, тақтайшаның шеті у осыне параллель	0,250	0	$0,15l_y$	0,125	0,125	тақтайша 1м.п
Шеткі, сол сияқты у осыне параллель	0,125	+0,125	тақтайша 1м.п	0,25	0	$0,15l_x$
Бұрыштық	0,500	0,5	тақтайша 1м.п	0,5	0,5	тақтайша 1м.п



7.18-сурет – Бағанның күйіне байланысты жұмысқа енгізілетін тақтайшаның енін анықтаудың схемасы

7.4.2.3 Үзілуге есептеу (жергілікті созу)

7.4.2.3.1 Темірбетон элементтерді беріктілік бойынша қиысудың төменгі шекарасы шегінде немесе биіктігінің шегінде қосымшалаған жүктеменің әрекетіне үзуге есептеуді (7.19-сурет) төмендегідей жүргізу керек:

$$F \cdot \left(1 - \frac{d_s}{d}\right) \leq \Sigma(f_{ywd} \cdot A_{sw}) \quad (7.75)$$

мұнда:

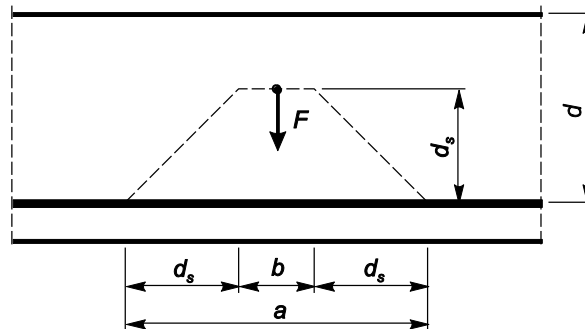
F – үзетін күш;

d_s – элементке үзетін күшті берудің деңгейінен бойлық арматураның қиысу орталығына дейінгі қашықтық;

$\Sigma(f_{ywd} \cdot A_{sw})$ – $(a = 2d_s + b)$ тең үзіліс аймағының ұзындығы бойынша қосымша орналастырылған қамыттармен қабылданатын көлденең күшейтулердің сомасы;

мұнда

b – үзілетін күшті беру ауданының ені.



7.19-сурет – Темірбетон элементтерді үзуге есептеуге арналған схема

d_s және b мәндерін элементке (консоль, жанасқан элементтер ж.т.б. арқылы) үзілген жүктемені қосымшалаудың сипаты мен шарттарына байланысты орнату керек.

8 БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ПАЙДАЛАНУҒА БЕРУДІҢ ШЕКТІ (SLS) ЖАҒДАЙЛАРЫ БОЙЫНША ЕСЕПТЕУ

8.1 Темірбетон элементтерді сызаттарды ашу бойынша есептеу

8.1.1 Жалпы ережелер

8.1.1.1 (7.3.1) Сызаттарды ашу бойынша есепті төмендегідей жүргізіледі:

$$w_k \leq w_{lim} \quad (8.1)$$

мұнда:

w_k – 8.1.3.1-8.1.3.4 тармақшаларына сәйкес анықталатын сыртқы жүктеменің әрекетінен болатын сызаттарды ашудың ені;

w_{lim} – сызаттарды ашудың шекті рұқсатты ені.

w_{lim} мәндері 8.1-кестесіне сәйкес қабылданылады.

8.1-кесте – Сызаттарды ашудың шекті рұқсатты мәндері w_{lim}
миллиметрмен берілген

5.2-кесте бойынша пайдалануға беру шарттары бойынша класс	Темірбетон элементтер
	А қосымшасы бойынша жүктемелердің квази тұрақты қиысуы
X0, XC1	0,4*
XC3	0,3
* X0, XC1 кластарының ортасында пайдалануға берілетін темірбетон элементтер үшін сызаттарды ашудың ені ғұмырлыққа әсер етпейді	

8.1.1.2 Жалпы жағдайда элементтің бойлық осыне дұрыс сызаттарды ашудың ені, сызаттар арасындағы қашықтыққа көбейтілген сызаттар арасындағы телімдегі бойлық созылған арматураның орташа қатыстық деформацияларына тең етіп қабылданады.

8.1.1.3 Жарылыстар арасындағы қашықтықты жарылыстармен қиысуда және жарылыстар арасындағы телімнің ортасындағы қиысуда созылған арматурадағы күшейтудің әртүрлілігі арматураның бетонмен бекітілу күштерімен салыстыру шарты бойынша анықтау керек. Бұл жерде осы телімдегі арматурадағы күшейтудің әртүрлілігі жарылыс пайда болу алдындағы созылған бетонға қабылданатын күшейтуге тең етіп алынады.

8.1.1.4 Элементтің бойлық осыне қалыпты жағдайда жарылыстармен қиысуда созылған арматураның салыстырмалық деформациялары сыртқы күштердің тиісті үйлесуінен болатын майыстыру сәттері мен бойлық күштердің берілген мәндері бойынша 5.2.12 арқылы деформациялық модельдің есептік тендеулер жүйесінен анықталады.

8.1.1.5 Созылған арматураның салыстырмалық деформациялары келтірілген серпінділік модуліндегі бетонның серпінді жұмысын және өзінің серпінділік модулі бар арматураның серпінді жұмысын шартты түрде ала отырып, элементтің бойлық осыне қалыпты қиысуда сызаттардың серпінді есебінен анықтауға рұқсат етіледі.

8.1.1.6 Элементтің созылған және сығылған қырларында жинақталған арматурасы бар тікбұрышты, таврлық және екі тавролық қиысудың майыстыру элементтеріне жарылыспен қиысуда созылған арматураның салыстырмалық деформацияларын анықтау үшін сығылған және созылған белдеулердің биіктігінен кернеуді біркелкі бөліп, бетонның сығылған белдеуі және арматураның созылған белдеуі түрінде темірбетон элементті қарастыра отырып, жеңілдетілген схема бойынша жасауға рұқсат етіледі.

8.1.1.7 Сызаттарды ашу есебі, төмендегі шарт орындалған жағдайда, жүргізілмейді:

$$M_{Ed} < M_{cr} \quad (8.2)$$

мұнда:

M_{Ed} —сәт іс-әрекетінің жазықтығына қалыпты оське қатысты сыртқы жүктемеден және келтірілген элементтің көлденең қиысуда ауыртпалық орталығынан өтетін сәті. Осы жағдайда $\gamma_f = 1$ жүктемесі бойынша қауіпсіздіктің жеке коэффициентімен барлық (тұрақты және өтпелі) жүктемелер ескеріледі;

M_{cr} – элементтің қалыпты қиысуда 8.1.2.1-8.1.2.4 тармақшаларына сәйкес анықталатын сызаттар пайда болғанда қабылданатын сәті.

Орталық созылған элементтер үшін (8.2) шарты төмендегі шартқа түрленеді:

$$N_{Ed} < N_{cr} \quad (8.3)$$

мұнда:

N_{cr} – 8.1.2.5 тармағына сәйкес анықталатын сызат пайда болғанда элементпен қабылданатын бойлық созылу күші.

8.1.2 Сызаттардың пайда болу сәтін анықтау

8.1.2.1 M_{cr} сәтін 8.1.2.2 және 8.1.2.4 тармақшаларына сәйкес бетонның серпінді емес деформацияларының есебісіз анықтауға жол беріледі. Егер осы жерде (8.1) шарты қанағаттандырылмаса, онда сызаттардың пайда болу сәтін бетонның серпінді емес деформацияларының есебімен анықтау керек.

8.1.2.2 Сызаттардың пайда болу сәтін бетонның серпінді емес деформацияларының есебісіз тұтас серпінді дене сияқты мына формула бойынша анықтайды:

$$M_{cr} = f_{ctd,ser} W \pm N_{Ed} \cdot e_y \quad (8.4)$$

мұнда:

$f_{ctd,ser}$ – осьтік созылуға $f_{ctk,0,05}$ бетонның сипаттамалық кедергісін бетон бойынша 1,0-ге тең қауіпсіздіктің жеке коэффициентіне бөлу арқылы анықталған бетонның созылуға есептік кедергісі;

W – бетонның созылған шеткі талшығына келтірілген қиысудың кедергі сәті;

e_y – келтірілген қиысуда ауырлық орталығынан бастап жарылыстар түзілуіне тексерілетін созылған аймақтың ең алыс өзектік нүктесіне дейін қашықтық;

W және e_y мәндері 8.1.2.5 тармағына сәйкес анықталады. (8.4) формуласында «плюс» белгісі сығылған бойлық күші N_{Ed} , ал «минус» белгісі созылу күші кезінде қолданылады.

8.1.2.3 W кедергі сәті мен e_y қашықтығы мына формулалар бойынша анықталады:

$$W = \frac{I_{red}}{y_t} \quad (8.5)$$

$$e_y = \frac{W}{A_{red}} \quad (8.6)$$

мұнда

I_{red} – ауыртпалық орталығына қатысты келтірілген қиысудың инерция сәті, төмендегі формула бойынша анықталады:

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha_s + I'_s \cdot \alpha_s \quad (8.7)$$

I, I_s, I'_s – созылған және сығылған арматурадағы сәйкесінше бетон қиысудың инерция сәті;

A_{red} – келтірілген қиысудың ауданы, төмендегіге тең:

$$A_{red} = A + A_{s1} \cdot \alpha_s + A_{s2} \cdot \alpha_s, \quad (8.8)$$

$a_s = \frac{E_s}{E_{cm}}$ —арматураны бетонға келтірудің коэффициенті;

y_t —бетонның едәуір созылған талшығынан элементтің келтірілген қиысудың ауыртпалық орталығына дейін қашықтық;

$\mu = \frac{A_s}{A} < 0,005$ кезінде W және $e_{я}$ мәндерін арматураның есебісіз анықтауға жол беріледі.

8.1.2.4 Тікбұрышты, тавролық және екі тавролық қиысу үшін симметрияның ось жазықтығындасәттің әсер етукезіндесозылған бетонның серпінді емес деформацияларын ескере отырып, жарылыстар пайда болуын W мәнін $W_{pl} = W$ мәніне ауыстырып, (8.4) формула бойынша анықтауға жол беріледі,

мұнда

γ – 8.2-кестені қар.

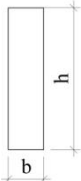
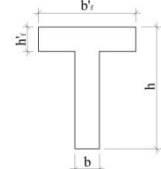
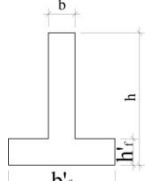
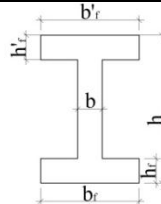
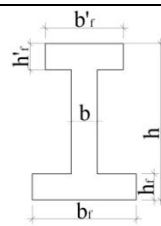
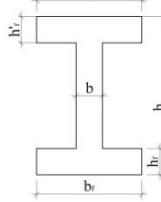
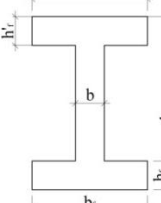
8.1.2.5 N_{cr} күші орталық созылған элементтерінде сызаттар пайда болғанда төмендегі формула бойынша анықталады:

$$N_{cr} = f_{ctd,ser} \cdot A + 20 \cdot A_s, \quad (8.9)$$

мұнда:

20 (МПа) – бетонда сызаттар пайда болуына дейінгі бүкіл арматурадағы кернеу.

8.2-кесте

Қиысу	γ коэффициенті	Көлденең қиысудың формасы
1. Тікбұрышты	1,30	
2. Қысылған аймақта орналасқан сәресі бар тавролық	1,30	
3. Көрсетілгендер бойынша созылған аймақта орналасқан сәресі (кеңеюі) бар тавролық: а) $b_f/b \leq 2$ кезінде h_f/h қатынастарына тәуелсіз б) $b_f/b > 2$ және $h_f/h \geq 0,2$ кезінде в) $b_f/b > 2$ және $h_f/h < 0,2$ кезінде	1,25 1,25 1,20	
4. Көрсетілгендер бойынша екі тавролық симметриялық (қораптық): а) $b'_f/b = b_f/b \leq 2$ кезінде $h'_f/h = h_f/h$ қатынастарына тәуелсіз б) $2 < b'_f/b = b_f/b \leq 6$ кезінде $h'_f/h = h_f/h$ қатынасына тәуелсіз в) $b'_f/b = b_f/b > 6$ және $h'_f/h = h_f/h \geq 0,2$ кезінде г) $6 < b'_f/b = b_f/b \leq 15$ және $h'_f/h = h_f/h < 0,2$ кезінде д) $b'_f/b = b_f/b \geq 15$ және $h'_f/h = h_f/h < 0,2$ кезінде	1,30 1,25 1,25 1,20 1,15	
5. $b'_f/b \leq 3$ шартын қанағаттандыратын, екі тавролық симметриялық емес а) $b_f/b \leq 2$ кезінде h_f/h қатынасына б) $2 < b_f/b \leq 6$ кезінде h_f/h қатынасына тәуелсіз в) $b_f/b > 6$ және $h_f/h > 0,1$ кезінде	1,30 1,25 1,25	
6. $3 < b'_f/b < 8$ шартын қанағаттандыратын, екі тавролық симметриялық емес а) $b_f/b \leq 4$ кезінде h_f/h қатынасына тәуелсіз б) $b_f/b > 4$ және $h_f/h \geq 0,2$ кезінде в) $b_f/b > 4$ және $h_f/h < 0,2$ кезінде	1,25 1,20	
7. $b'_f/b \geq 8$ шартын қанағаттандыратын, екі тавролық симметриялық емес а) $h_f/h > 0,3$ кезінде б) $h_f/h \leq 0,3$ кезінде		

8.1.3 Элементтің бойлық осыне дұрыс сызаттарды ашудың енін анықтау

8.1.3.1 Қалыпты сызаттарды ашу ені төмендегі формула бойынша анықталынады:

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (8.10)$$

мұнда:

w_k – сызатты ашудың есептік ені;

$S_{r,max}$ – сызатты ашудың максималдық ені (8.1.3.4);

ε_{sm} – жүктемелердің тиісті үйлесуі кезінде анықталатын арматураның орташа салыстырмалық деформациялары;

ε_{cm} – сызаттар арасындағы телімдегі бетонның орташа деформациясы.

8.1.3.2 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ мына теңдеуден алынуы мүмкін:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (8.11)$$

мұнда:

σ_s – сызаты бар қиысуда созылған арматурадағы кернеу;

$\alpha_e = E_s / E_{cm}$ – арматураны бетонға келтірудің коэффициенті;

ρ_{eff} – темірбетон элементтер үшін арматуралаудың тиісті коэффициенті, төмендегі формула анықталады:

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (8.12)$$

мұнда

$A_s - A_{c,eff}$ қиысу созылған аймағының тиімді ауданы ішіндегі арматураның қиысу ауданы;

$A_{c,eff}$ – жалпы жағдайда биіктігі 2,5 болғанда созылған арматураны қоршап тұрған бетон ауданы ретінде анықталатын қиысудың созылған аймағының тиімді ауданы, арматураның біршама созылған қырынан ауыртпалық орталығына дейінгі қашықтықтар (8.1.3.4 тармағын қар.).

k_t – төменде көрсетілген жүктеменің ұзақтығына тәуелді коэффициент:

$k_t = 0,6$ жүктемелер қысқа мерзімді әсер ету кезінде,

$k_t = 0,4$ жүктемелер ұзақ әсер ету кезінде.

Сызатты ашу енін созылған кернеулер сыртқы жүктемелерден мәжбүр болған деформациялар мен күштердің бірлескен әсерінен есептік жағдайлар туындаса, онда (8.10) формуласы бойынша анықтау керек. Осы жағдайда жүктемеден туындаған әрекет ететін күштерде сызаты бар қиысуға есептелген арматураның салыстырмалық деформацияларына мәжбүр салыстырмалық деформацияларын қосындылау керек.

Егер майыстыру элементтеріндегі бойлық сырықтар бір-бірінен біршама қашықтықта (мысалы, тактайшаларда) орналасса, ал сығылған аймақтың биіктігі кішкентай болса, онда сызаттарды ашудың енін есептеу кезінде $S_{r,max} = (h - x)$ қолдануға жол беріледі,

мұнда

h – қиысудың толық биіктігі,

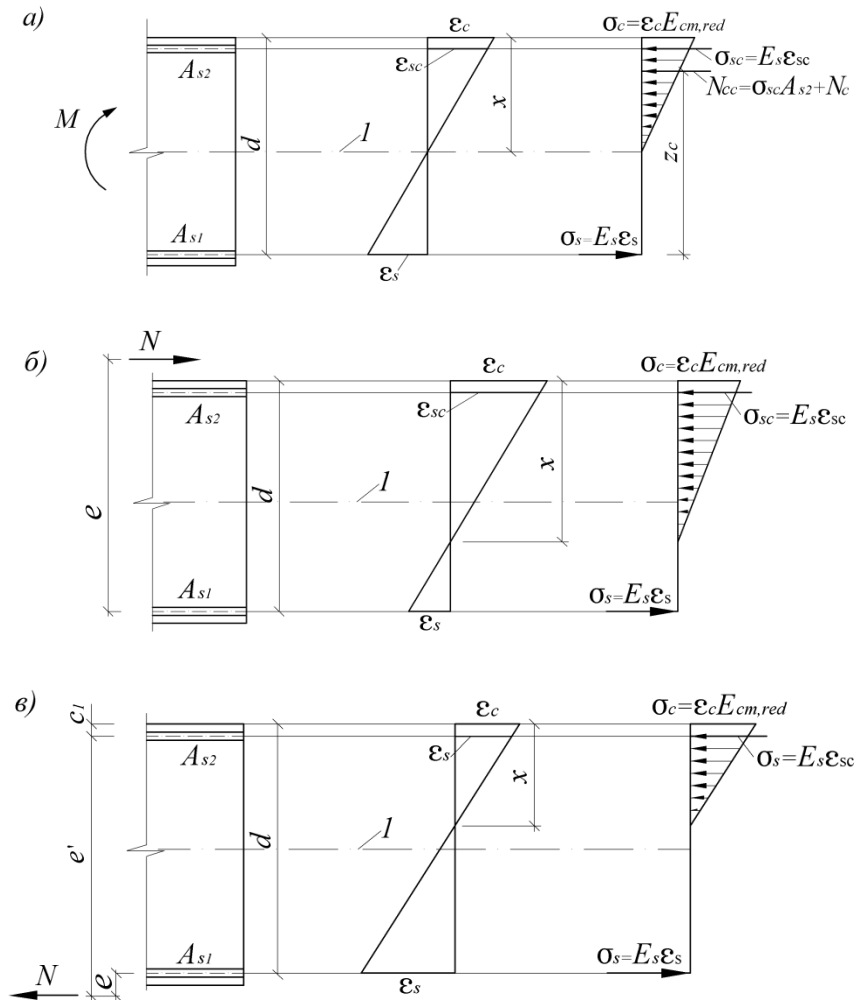
x – сығылған аймақтың биіктігі.

8.1.3.3 Майыстыру элементтерінің созылған арматурадағы σ_s кернеудің мәндері (8.1а-сурет) мына формула бойынша анықталынады:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}(d-x)}{I_{red}} a_{s1} \quad (8.13)$$

мұнда

I_{red} және x – бетонның сығылған аймағының ғана көлденең қиысу ауданын және созылған мен сығылған арматураның қиысу аудандарын өзіне қамтитын және арматураны бетонға келтірудің коэффициентіне көбейтілген, $\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{cm,red}}$ келтірілген көлденең қиысудың сығылған аймағының биіктігі және инерция сәті.



8.1-сурет – Көрсетілген әрекеттер кезінде сызаттары бар элементтердің кернелген-деформацияланған жағдайларының схемалары: майысатын сәттің (а), күштің бойына қысылатын (б), бойлық күшке созылатын (в), 1 – келтірілген қиысудың ауыртпалық орталығының деңгейі

α_{s1} коэффициентін мына формула бойынша анықтауға болады: $\alpha_{s1} = \frac{300}{f_{cd,ser}}$

Қысылған аймақтың биіктігі мына теңдеудің шешімінен анықталады:

$$S_0 = \alpha_1 \cdot (S_s - S_{s1}) \quad (8.14)$$

мұнда

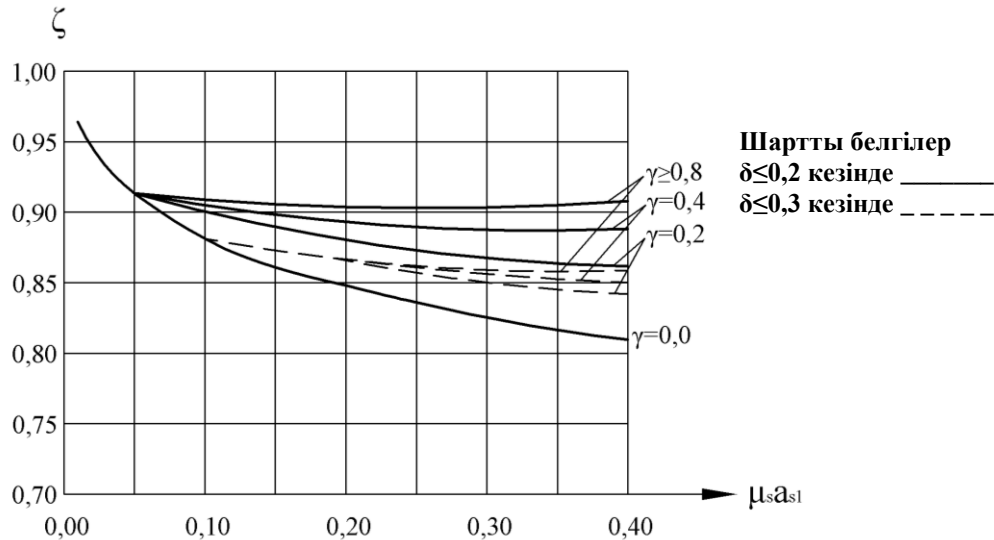
S_c, S_s, S'_s – бетон сығылған аймағының, бейтарап оське қатысты созылған және сығылған арматура аудандарының статикалық сәттері.

Тікбұрышты, тавролық және екітавролық қиысуға үшін σ_s кернеу мына формула бойынша анықтауға рұқсат етіледі:

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{ED}}{z_s \cdot A_s} \quad (8.15)$$

мұнда

$z_s - z_s = \zeta \cdot d$ тең ішкі жұп күштердің иіні, ал ζ коэффициенті 8.2-суреттегі кесте арқылы анықталады.



8.2-сурет – Майысатын элементтердің сызаттарын ашу бойынша есептеу кезінде күштің ішкі жұбының иіні анықтауға арналған $\zeta = z_s/d$ коэффициентінің графигі

$$\mu_s \cdot \alpha_{s1} = \frac{A_s \cdot E_s}{b \cdot d \cdot E_{cm,red}}; \quad \gamma = \frac{(b_f^1 - b) \cdot h_f^1 + \alpha_{s1} \cdot A_s^1}{b \cdot d}$$

$\delta = h_f'/d$, қысылған сөресі жоқ қиысу үшін – $\delta = 2 c_1/d$.

S және S' арматуралары арасында қашықтықтан тыс күшін жұмсау (8.16, в-суретті қар.) кезінде орталықтан тыс сығылған элементтерге, сондай-ақ орталықтан тыс созылған элементтерге σ_s кернеудің мәні мына формула бойынша анықталады:

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed}}{S_{red}} (d - x) \cdot \alpha_{s1} \quad (8.16)$$

мұнда

S_{red} – бейтарап оське қатысты статикалық сәті, S_{red} мәні мына формула бойынша есептелінеді:

$$S_{red} = S_c + \alpha_{s1} \cdot (S_s^1 - S_s) \quad (8.17)$$

ал сығылған аймақтың x биіктігімына теңдеу бойынша шешіледі:

$$\frac{I_{red}}{S_{red}} = e - (d - x) \quad (8.18)$$

мұнда

I_{red} – бейтарап оське қатысты келтірілген қиысудың инерция сәті.

Орталықтан тыс созылған элементтер үшін (8.18) формуласында e эксцентриситеті «минус» белгісімен қолданылады.

Орталықтан тыс созылған элементтер үшін σ_s кернеудің мәні S және S' арматураларының ауыртпалық орталықтары арасындағы N_{Ed} күшін жұмсау кезінде (яғни, $e' < d - c_1$ кезінде) мына формула бойынша анықталады:

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed} \cdot e^1}{A_s (d - c_1)} \quad (8.19)$$

орталық созылған элементтер үшін
$$\sigma_s = \frac{N_{Ed}}{A_s} \quad (8.20)$$

Тікбұрышты қиысудың орталықтан тыс элементтері үшін σ_s кернеуді мына формула бойынша анықтауға жол беріледі:

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed} e}{A_s d} \varphi_{cr}, \quad (8.21)$$

мұнда

φ_{cr} —8.3-кесте бойынша анықталатын коэффициент.

Тікбұрышты қиысудың орталықтан тыс созылған элементтері үшін σ_s кернеуді мына формулалар бойынша анықтауға жол беріледі:

$$a) e' > d - c_1 \text{ кезінде және } A_{s2} = 0 \text{ кезінде } -\sigma_s = \frac{N_{Ed}}{A_{s1}} \left(1,2 \frac{e}{d} + 1 \right) \quad (8.22)$$

$$б) A_{s2} \geq A_{s1} \text{ кезінде } e' \text{ тәуелсіз } -\sigma_s = \frac{N_{Ed} e'}{A_{s1} (d - c_1)} \quad (8.23)$$

$0 < A_{s2} < A_{s1}$ кезінде σ_s мәні (8.22) және (8.23) формула бойынша есептелінген σ_s мәндері арасындағы сызықтық интерполяциядан анықталады.

Барлық жағдайда σ_s мәні $f_{yd,ser}$ аспауы керек.

8.3-кесте

e/d	φ_{cr} коэффициенттері									
	$A_{s2} \geq A_{s1}$ және төмендегілерге тең $\mu \cdot \alpha_{s1}$ мәндері кезінде					$A_{s2} = 0$ және төмендегілерге тең α_{s1} мәндері кезінде				
	0,01	0,05	0,10	0,20	$\geq 0,40$	0,01	0,05	0,10	0,20	$\geq 0,40$
$\leq 0,8$	0,01	0,06	0,07	0,08	0,08	0,01	0,06	0,10	0,20	0,18
1,0	0,13	0,20	0,23	0,25	0,26	0,13	0,20	0,26	0,31	0,36
1,2	0,25	0,33	0,37	0,39	0,40	0,25	0,33	0,38	0,43	0,49
1,5	0,42	0,48	0,52	0,54	0,55	0,42	0,48	0,53	0,58	0,64
2,0	0,56	0,63	0,66	0,68	0,69	0,56	0,63	0,67	0,72	0,78
3,0	0,73	0,79	0,82	0,84	0,85	0,73	0,79	0,82	0,88	0,93
4,0	0,80	0,86	0,90	0,93	0,93	0,80	0,86	0,91	0,96	1,01
$\mu_s \cdot \alpha_{s1} = \frac{A_s}{b \cdot d} \frac{300}{f_{cd,ser}}$										
ЕСКЕРТПЕ $0 < A_{s2} < A_{s1}$ кезінде φ_{cr} коэффициенттері сызықтық интерполяциямен анықталады										

8.1.3.4 Майыстыру және созылу элементтерінде бойлық оське қалыпты болатын сызаттар арасындағы $s_{r,max}$ максималдық қашықтықты (мм) мына формула бойынша анықтау керек:

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{d}{\rho_{eff}} \quad (8.24)$$

мұнда:

d – сырықтардың диаметрі. Қиысуда диаметрі әртүрлі сырықтар болған кезде d_{eq} баламалық диаметрді пайдалану керек. Диаметр d_1 сырықты n_1 және диаметр d_2 сырықты n_2 қиысу үшін d_{eq} алуға мына теңдеуді пайдалану керек:

$$d_{eq} = \frac{n_1 d_1^2 + n_2 d_2^2}{n_1 d_1 + n_2 d_2}, \quad (8.25)$$

c – бойлық арматура үшін бетонның қорғаныс қабаты;

k_1 – арматураны бетонмен бекіту жағдайын ескеретін коэффициент мыналарға тең:

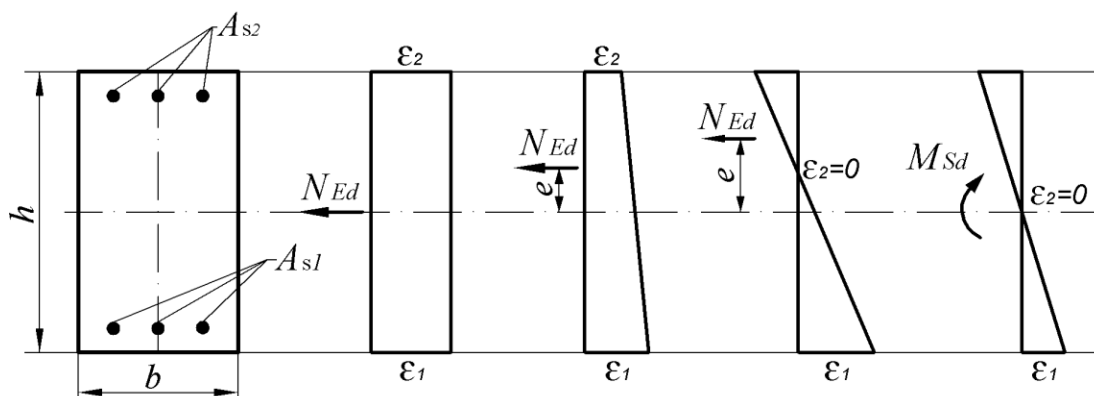
- мерзімді пішіннің сырықтары үшін $k_1 = 0,8$;
- тегіс сырықтар үшін $k_1 = 1,6$;

k_2 – элементтің кернеуген-деформацияланған жағдайының түрін (8.3-сурет) ескеретін коэффициенті, ол төмендегілерге тең етіп алынады:

- майыстыру кезінде $k_2 = 0,5$;
- осьтік созылу кезінде $k_2 = 1,0$;
- орталықтан тыс созылу кезінде:

егер $\varepsilon_1 > \varepsilon_2$ болса, онда $k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}$;

егер $\varepsilon_2 = 0$ болса, онда $k_2 = 0,5$;



8.3-сурет – (8.24) формуласындағы k_2 коэффициентін анықтауға арналған

ρ_{eff} – темірбетон конструкциялар үшін арматуралаудың тиімді коэффициенті мына формула бойынша анықталады:

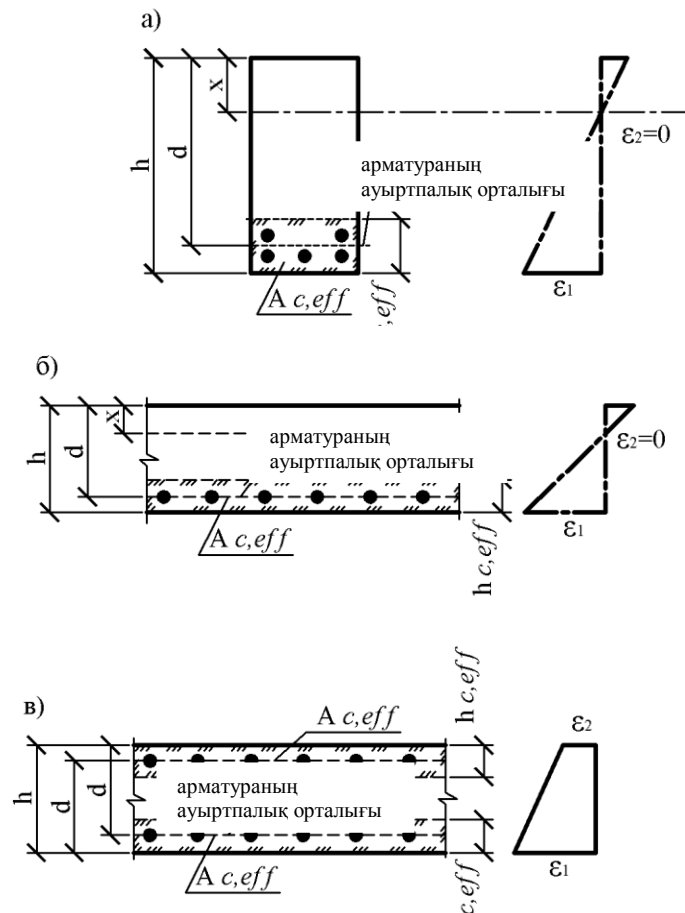
$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

мұнда

A_s – $A_{c,eff}$ қиылысудың созылған аймағының тиімді ауданы ішінде бекітілген арматураның қиысу ауданы;

$$k_2 = 1,0 \quad k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1} \quad k_2 = 0,5 \quad k_2 = 0,5$$

$A_{c,eff}$ – жалпы жағдайда биіктігі 2,5 болғанда, созылған арматураны қоршап тұрған бетон ауданы ретінде анықталатын қиысудың созылған аймағының тиімді ауданы, арматураның біршама созылған қырынан ауыртпалық орталығына дейінгі қашықтықтар (8.4-сурет). Тақтайшалар немесе алдын-ала кернелген элементтер үшін созылған аймақ биіктігі болмашы ғана болуы мүмкін, тиімді аймақ биіктігі $(h-x)/3$ артық қабылданбайды.



2,5 (h-d), (h-x)/3, h/2 мәндерінен кішісі – $h_{c,eff}$

8.4-сурет – $A_{c,eff}$ қиысудың созылған аймағының:

а – аркалықтардың;

б – тақтайшалардың;

в – созылуға ұшыраған элементтердің тиімді алаңын анықтауға

арналған

8.1.4 Сызатты ашудың енін шектеуге қажетті арматуралаудың минималдық ауданы

8.1.4.1 Сызатты ашудың енін шектеуді жағдайынан белгіленетін қиысудағы созылған арматураның ең кіші ауданы

$$A_s \cdot \sigma_s \leq k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (8.26)$$

мұнда:

A_s – қиысудың созылған аймағындағы кернелмейтін арматураның ауданы;

A_{ct} – қиысудың созылған аймағындағы бетон ауданы, оның биіктігі тікелей алғашқы сызат пайда болудың алдында анықталады;

σ_s – тікелей алғашқы сызат пайда болудың алдында кернелмейтін арматурадағы максималдық кернеулер. Сызаттарды ашу енін кернеуленбеген арматурада шектеу үшін 8.4-кесте бойынша сырықтардың максималдық диаметріне және 8.5-кесте бойынша сырықтар арасындағы максималдық қашықтыққа байланысты алуға жол беріледі.

(8.26) формуласы бойынша есептеу кезінде кернеуленбеген арматурадағы кернеулерді нормативтік кедергіге f_{yk} тең етіп алуға жол беріледі.

$f_{ct,eff} - f_{ct,eff} = f_{ctm}$ бірінші сызат түзілу сәтінде созылу кезіндегі бетонның орташа тиімді беріктігінің шамасы. Сызаттың түзілу жағдайлары мәжбүрлі деформацияланудан туындаған жағдайда (мысалы, отыру кезінде), бетонның орташа тиімді беріктігі созылған кезде сақтау шарттарына, элемент нысаны мен жұмыстарды орындау технологиясына байланысты бетондаудан кейінгі 3-5 тәулікке дейінгі жаста қабылдануы мүмкін. $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ мәндерін сызат түзілген сәтте белгіленген беріктігі бойынша бетон класына байланысты 6.1-кесте бойынша қабылдауға жол беріледі. Сызат пайда болған уақытты дәл анықтау мүмкін болмаған жағдайда (28 тәуліктен кем болғанда), бетонның орташа тиімді беріктік шамасын 3МПа-ға тең етіп алуға жол беріледі;

k_c – тікелей алғашқы сызаттар пайда болудың алдында қиысу арқылы кернеулер таралуын ескеретін коэффициент k_c қиысу формасына байланысты төмендегідей мәндерге ие болады:

- қиысу формасына тәуелсіз таза созылу жағдайына $k_c = 1,0$;
- тікбұрышты қиысу, тавролық және қораптық қиысу қабырғалары үшін:

$$k_c = 0,4 \left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left(\frac{h}{h^*}\right) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1; \quad (8.27)$$

- тавролық және қораптық қиысу кезінде:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0,5; \quad (8.28)$$

σ_c – қиысудың қарастырылатын бөлігіндегі бетондағы орташа кернеулер;

h^* – мыналарға тең етіп қабылдау керек:

$h^* = h - h < 1,0$ м кезінде;

$h^* = 1,0 - h \geq 1,0$ м кезінде;

k_1 – элементтің қиысуы бойынша кернеулерді бөлуге шығатын осьтік күштердің әсерін ескеретін коэффициент:

$k_1 = 1,5$ – осьтік N_{Ed} қысу күші кезінде;

$k_1 = \frac{2h^*}{h}$ – осьтік N_{Ed} созу күші кезінде;

$F_{cr} - \sigma_{ct} = f_{ct,eff}$ кезінде тікелей сызаттардың пайда болуының алдында тавролық немесе қораптық қиысудың сәресіндегі созылатын кернеулердің тең әрекеттесі;

k – төмендегіге тең етіп қабылданатын коэффициент:

$k = 1,0 - h \leq 300$ мм кезіндегі элементтердің қабырғалары немесе 300 мм кем емес ені бар сөрелер үшін;

$k = 0,65 - h \geq 800$ мм кезіндегі элементтердің қабырғалары немесе 800 мм кем емес ені бар сөрелер үшін.

Аралық мәндер үшін сызықтық интерполяция жол беріледі.

St 400 және St500 класты мерзімді бейіннің сырықтарымен арматураланған тікбұрышты қиысудың майыстыру элементтеріндегі сызаттарды ашу ені $w_k \leq w_{lim}$ болған жағдайда, егер 8.4-кестеден бойлық арматурадағы сырықтардың максималдық диаметрі ϕ_s^* аспаса, онда жеңілдетілген әдістемесі арқылы тексеруге жол беріледі.

$$\phi_s \leq \phi_s^*$$

Сызаттарды ашу енін тексерген кезде, созылған арматураның сырық диаметрі мына формула бойынша анықталады:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_t}{4 \cdot (h - d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}}$$

ϕ_s^* – созылған арматураның максималдық диаметрі 8.4 кесте бойынша алынады;

h – элементтің биіктігі;

h_t – қиысу созылған аймағының биіктігі;

d – жұмыс биіктігі;

$f_{ct0} = 3,0 \text{ Н/мм}^2$ (созылу кезінде бетон беріктілігінің базалық мәні);

8.4-кесте қиысудың толық биіктігіне жұмыс биіктігінің қатысы 0,85 бастап 0,95 дейін аралықта орналасқан жағдайлары үшін жасалған. Сырықтардың максималдық диаметрі ρ бойлық арматуралау коэффициентінен және сызаты бар қиысуда созылған арматурадағы σ_s кернеулерге байланысты болады. Оларды жеңілдетілген формула бойынша анықтайды:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}} \quad (8.29)$$

мұнда

$M_{Ed} - \gamma_F = 1,0$ кезінде анықталған жүктемелердің квазитұрақты үйлесуінен болатын майыстыру сәті;

z – кернеуленген-деформацияланған жағдайдың II сатысы үшін сызаты бар қиысуда күштердің ішкі жұп иіні төмендегідей анықталады:

$\rho \leq 0,5 \%$ кезінде $z = 0,90d$

$0,5 \% \leq \rho \leq 1,0 \%$ кезінде $z = 0,85d$

$\rho \geq 1,0 \%$ кезінде $z = 0,80d$.

Егер жобаланатын элемент 8.4-кестенің шарттарын қанағаттандырмаса немесе созылған арматураның максималдық диаметрі 8.4-кестеде келтірілген мәндерінен асып түссе, онда (8.10) формула бойынша сызаттарды ашу еніне есептік тексеру жүргізу керек.

8.4-кесте – $\emptyset_s$, мм майысатын элементтердегі сызаттарды ашу енін тексерудің жеңілдетілген әдісін пайдалану кезінде созылған арматураның сырықтарының максималдық диаметрлері

Арматурадағы кернеулер, Н/мм ²	Сырықтардың максималдық диаметрі, мм		
	$w_k=0,4$	$w_k=0,3$	$w_k=0,2$
240	20	20	16
280	20	20	16
320	20	20	16
360	20	20	16
400	20	16	12
450	16	12	10

8.5-кесте – Сырықтар арасындағы максималдық қашықтықтар $s_{r,max}$, миллиметрмен берілген

Арматурадағы кернеулер, Н/мм ²	w_k кезіндегі сырықтардың максималдық диаметрі, мм		
	0,4	0,3	0,2
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

8.1.5 Иілмелі сызаттарды ашудың енін есептеу

8.1.5.1 Элементтің бойлық осыне көлбеусызаттардың w_k есептік енін (8.10) формула бойынша $S_{r,max}$ (8.30) формула бойынша есептелінген $S_{r,max}$ ауыстыра отырып, анықтауға кепілдеме беріледі.

Ортогоналдық арматуралауы бар элементтер үшін пайда болатын сызаттар элементтің бойлық осыне бұрышына қарай (бойлық арматуралау бағытына) бағытталған болса және бағыт бұрышы $\theta > 15^\circ$, құламалы жырылыстар арасындағы $S_{r,max}$ орташа қашықтық жағдайында мына формула бойынша анықтау керек:

$$S_{r,max} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{S_{r,max,x}} + \frac{\cos \theta}{S_{r,max,y}}} \quad (8.30)$$

мұнда:

$S_{r,max,x}$ – бойлық оське параллель бағыттында сызаттар арасындығы орташа қашықтық;

$S_{r,max,y}$ – элементтің бойлық осыне перпендикулярлық бағытында сызаттар арасындығы орташа қашықтық;

θ – бойлық арматуралау (элементтің бойлық осымен) бағытының және басты сығылатын кернеулердің бағыты арасындағы бұрыш. θ мәні құламалы қиысудың беріктік есебінен алынады.

$S_{r,max,x}$ және $S_{r,max,y}$ (8.5-сур.) орташа қашықтық мына формулалар бойынша анықталады:

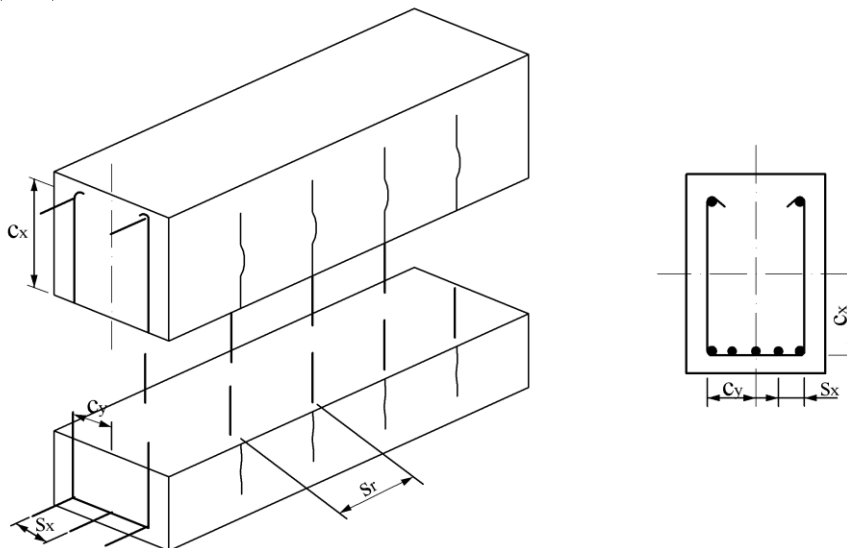
$$S_{r,max,x} = 2 \left(C_x + \frac{S_x}{10} \right) + 0,25 K_1 \frac{\phi_{bx}}{p_{lx}} \quad (8.31)$$

$$S_{r,max,y} = 2 \left(C_y + \frac{S_y}{10} \right) + 0,25 K_1 \frac{\phi_{sw}}{p_{sw}} \quad (8.32)$$

мұнда

ϕ_{bx}, ϕ_{sw} – сәйкесінше бойлық және көлденең сырықтардың диаметрлері;

C_x, C_y – қиысудың о.н. бастап бойлық және көлденең арматураның (8.5-сурет) о.н. дейінгі қашықтық.



8.5-сурет – Иілген сызаттар арасындағы қашықтықты есептеу кезінде есептік параметрлерді анықтауға арналған

(8.10) формуласында салыстырмалық деформациялардың ε_{sm} орнына пайдаланатын диагональдық сызаттары бар темірбетон элементі үшін созылудың басты

салыстырмалық деформациялардың орташа мәндер майыстыру сәтінің, бойлық және көлденең күштердің бірлескен әсері кезінде, жалпы деформациялық модельді пайдаланған есептен анықтайды (7-тарауды қар.).

Темірбетон конструкцияларды жобалау құралы, сонымен бірге құламалы сызаттарды шектен тыс ашуды шектеуге сүйене отырып, жеңілдетілген есепке жол береді. Қабылданған әдіске сәйкес көлденең сырықтардың максималдық қадамын орнатады. Бұл жағдайда көлденең арматуралаудың берілген күштеріне және коэффициентіне құламалы сызатты ашудың енін шектеуге қойылатын талаптар асырылмайды. Көлденең сырықтардың максималдық қадамы (8.5-кесте) көлденең арматурада (қамыттарда) келтірілген кернеулердің шамасына қарай алынады:

$$\sigma_{sw.red} = \frac{V_{Ed} - 3V_{Rd.c}}{\rho_w \cdot b_w \cdot d} \quad (8.33)$$

мұнда:

$V_{Rd.c}$ – элементпен қабылданатын көлденең арматуралаусыз көлденең күші (7.2-тарауды қар.)

ρ_{sw} – көлденең арматуралаудың коэффициенті;

b_w, d – қиысудың минималдық ені және жұмыс биіктігі.

8.6-кесте – Иілген сызаттарды ашу енін шектеуді қамтамасыз ететін көлденең сырықтардың максималдық қадамы

$\sigma_{sw.red}$ көлденең арматурада келтірілген кернеулер, МПа	< 50	75	100	150	200
Көлденең сырықтардың максималдық қадамы S_{max} , мм	300	200	150	100	50

8.2 Темірбетон конструкцияларды деформация бойынша есептеу

8.2.1 Жалпы ережелер

8.2.1.1 Темірбетон конструкциялардың бүгілуін (ауыстыру орындырын) анықтау бойлық деформациялар, көлденең деформациялар және сыртқы жүктемелер әсерінен темірбетон конструкциялардың ұзындығы бойынша қисықтығының мәндерін пайдалана отырып, құрылыс механиканың жалпы ережелері бойынша жүргізілуі керек.

8.2.1.2 Темірбетон элементтердің қисықтығы бойлық осыне қалыпты болатын және қиысу биіктігіне бөлінген қиысудағы элементтің шеткі салыстырмалық деформациялар айырмасына тең етіп қабылданады.

8.2.1.3 Сызаттары бар темірбетон элементтерінің телімдері үшін қисықтық сығылған бетонның шеткі талшықтарын орташа салыстырмалық деформациялау және сығылған бетонның шеткі талшықтары және шеткі созылған арматуралық сырықтың ауырлық орталығының арасындағы қашықтыққа бөлінген осы телімде шеткі созылған арматуралық сырықтарын орташа салыстырмалық деформациялау айырмашылығына тең етіп алынады.

8.2.1.4 Бетонның шеткі сығылған талшықтарын орташа салыстырмалық деформациялау сызаттармен қиылысуда, сызаттар арасындағы ұзындықтар бойынша сығылған бетонды деформациялауының әркелкі бөлінуін ескере отырып, коэффициентке көбейтілген бойлық осыне қалыпты шеткі сығылған талшықтарды салыстырмалық деформациялау бойынша анықталады.

8.2.1.5 Шеткі созылған арматуралық сырықты орташа салыстырмалық деформациялау сызаттармен қиылысуда, 8.1.1.16-тармағына сәйкес сызаттар арасындағы ұзындығы бойынша созылған арматураны деформациялауының әркелкі бөлінуін ескере

отырып, коэффициентке көбейтілген бойлық осыне қалыпты шеткі созылған арматуралық сырықты салыстырмалық деформациялау бойынша анықталады.

8.2.1.6 Сызаттармен қиылысуда, элементтердің бойлық осыне қалыпты сығылған бетонды және созылған арматураны салыстырмалық деформациялау жалпы жағдайда майыстыру сәтінің берілген мағынасы бойынша темірбетон конструкциясының сызықтық емес деформацияланған моделінің тендеу жүйесі және 5.2.12 сәйкес ішкі жүктеменің тиісті үйлесімділігінен бойлық күштері есебінен анықталады.

8.2.1.7 Сызат қиылысу, элементтің бойлық осыне қалыпты шартты серпінді есебінен, серпінділік модулін келтіре отырып бетонның шартты серпінді жұмысын және өзінің серпінділік модулімен арматураның серпінді жұмысын қабылдауға сүйене отырып сығылған бетон және созылған арматурадағы деформацияны анықтауға жол беріледі.

8.2.1.8 Элементтің созылған және қысылған шекараларында шоғырланған арматурасы бар тікбұрышты, тавролық және екі тавролық қиысудың майысатын элементтері үшін қысылған бетон мен созылған арматураның қатыстық деформацияларын анықтауды темірбетон элементті бетонның қысылған белбеуі және арматураның созылған белбеуі түрінде қысылған және созылған белбеулердің биіктігі бойынша кернеулерді бірқалыпты бөлу арқылы жеңілдетілген схема бойынша жүргізуге жол беріледі.

8.2.1.9 Сызаты жоқ темірбетон элементтердің телімдері үшін элементтің шеткі деформациялары жалпы жағдайда,сызатсыз темірбетон элементінің деформациялық модельге сүйену арқылы анықталады. Осы жағдайда бетонның серпінсіз жұмысын ескеретін қосымша коэффициенттерді енгізе отырып,тұтас серпінді дене ретінде темірбетон элементтердің есебін жасауға жол беріледі.

8.2.1.10 [7.4.3(3)] Есептеудің жеңілдетілген әдістерін пайдалану кезіндесызаттармен жұмыс істейтін темірбетон майыстыру элементтерінің деформацияларын анықтау үшін тексерілетін параметрдің соңғы мәні мына формула бойынша анықталады:

$$\alpha = \xi \cdot \alpha_{II} + (1 - \xi) \cdot \alpha_I, \quad (8.35)$$

мұнда

α – талдау параметрі, ол қиғаштығы, бұрылыс бұрышы немесе бүгілген жері ретінде қаралуы мүмкін;

α_I, α_{II} – сызатсыз және сызаты бар қиысу үшін анықталған параметрдің тиісті мәндері;

ξ —(8.57) формуласы бойынша анықталатын коэффициент.

8.2.2 Темірбетон элементтерді майыстыру бойынша есептеу

8.2.2.1Темірбетон элементтер майыстыру бойынша есептеу төмендегі шарт бойынша жүргізіледі:

$$a_k \leq a_{lim}, \quad (8.36)$$

мұнда:

a_k — темірбетон конструкцияның сыртқы жүктемеге сәйкес үйлесу әрекетінен есептік бүгілуі (орын ауыстыруы), мм;

a_{lim} — нормативтік құжаттармен бекітілген шекті рұқсатты майысу (орын ауыстыру).

Темірбетон конструкциялардың бүгілуін құрылыс механиканың жалпы ережелері бойынша темірбетон элементтердің майыстыру, жылжыту және осьтік деформациялық (қисықтықтығы, жылжыту бұрыштары, салыстырмалықбойлық деформациялар) сипаттарына байланысты оның ұзындығы бойынша қиысуда анықтайды.

Темірбетон элементтердің бүгілуі негізінен иілу деформациясына байланысты болған жағдайларда майыстыру мәнін 8.2.2.2 және 8.2.2.3 тармақшаларға сәйкес элементтің қисықтығы бойынша анықтайды.

8.2.2.2 Жалпы жағдайда темірбетон конструкциялардың бүгілуін келесі формула бойынша анықтау керек:

$$a_k = a_{k,m} + a_{k,v} \quad (8.37)$$

мұнда:

$a_{k,m}$ – майысу, майыстыру деформациясымен негізделген бүгілу;

$a_{k,v}$ – жылжыту деформациясымен негізделген бүгілу.

$a_{k,m}$ мәні мына формулалар бойынша анықталынады:

$$a_{k,m} = \int_0^l \overline{M}(x) \frac{1}{r(x)} dx \quad (8.38)$$

$$a_{k,m} = \int_0^l \overline{M}(x) \frac{M_{Ed}(x)}{B_m(x)} dx \quad (8.39)$$

мұнда:

$\overline{M}(x)$ – өту орындары үшін бүгілуді анықтайтын оның ұзындығы бойынша x қиысудағы элементтің ізделетін ауысуының бағыты бойынша салынған бірлік күш әрекетінен x қиысудағы майыстыру сәті;

$\frac{1}{r(x)}$ – сыртқы жүктеме кезінде бүгілу анықталатын есептік үйлесуінен x қиысудағы элементтің қисықтығы;

$M_{Ed}(x)$ – сыртқы жүктеме кезінде майысу анықталатын есептік үйлесуінен x қиысудағы майыстыру сәті;

$B_m(x)$ – x қиысуда темірбетон элементтің майыстыру қаттылығы.

$a_{k,v}$ мәні мына формулалар бойынша анықталынады:

$$a_{k,v} = \int_0^l \overline{V}(x) \cdot \gamma(x) dx \quad (8.40)$$

$$a_{k,v} = \int_0^l \overline{V}(x) \frac{V_{Ed}(x)}{B_v(x)} dx \quad (8.41)$$

мұнда:

$\overline{V}(x)$ – аралықтар үшін бүгілуді анықтайтын оның ұзындығы бойынша x қиысудағы элементтің ізделетін ауысуының бағыты бойынша салынған бірлік күш әрекетінен анықталатын x қиысудағы көлденең күші;

$\gamma(x)$ – бүгілуі анықталатын жүктемеден x қиысудағы жылжыту деформациясы;

$V_{Ed}(x)$ – бүгілуі анықталатын жүктемеден x қиысудағы көлденең күші;

$B_v(x)$ – x қиысудағы темірбетон элементінің жылжу қаттылығы.

8.2.2.3 Жоғарғы және төменгі қырында жинақталған арматурасы бар және қиысу симметриясы жазықтығында әрекет ететін күші бар тікбұрышты, тавролық және екі тавролық кесінділердің темірбетон элементтері үшін $a_{(\infty, t_0)}$ қысқартылған формула бойынша анықталады:

$$a_{(\infty, t_0)} = \alpha_k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}} \quad (8.42)$$

мұнда:

α_k – жүктеме салу әдісіне және элементтің сүйену сызбасына байланысты коэффициент;

M_{Ed} – екінші топтың шекті жағдайы бойынша есептік сәттің максималдық мәні;

$B_{(\infty, t_0)}$ – (8.66) формула бойынша жүктеменің квазитұрақты үйлесуі кезінде анықталатын элементтің майыстыру қаттылығы.

Темірбетон элементтерінің тиісті есептік сызбасы және жобалау тәжірибесінде қолданылатын жүктеме жасау әдістері үшін максималдық бүгілу келесі формула бойынша анықталуы мүмкін:

$$a_{max} = \alpha_k \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B} \quad (8.42a)$$

немесе

$$a_{max} = \alpha_k \cdot \left(\frac{l}{r}\right) \cdot l_{eff}^2 = \alpha_k \cdot \varphi \cdot l_{eff}^2 \quad (8.42б)$$

мұнда:

$B-M_{Ed}$ майыстыру сәтінесәйкес келетін темірбетон элементінің майыстыру қаттылығы;

l_{eff} — элементтің тиімді (есептік) аралығы;

$\varphi = \left(\frac{l}{r}\right)$ — элементтің қисықтығы.

(8.42) формуласындағы α_k коэффициенті тұрақты интегралдауды білдіреді, ол бекіту шарттары мен элементті жүктеу сызбасына байланысты болады. Ең көп тараған жобалық жағдайлар үшін бұл коэффициенттің мәні 8.7-кестеде келтірілген.

Сызатсыз жұмыс істейтін темірбетон элементтің қаттылығы жүктеме әрекетінің ұзақтығына және кернелген-деформацияланған жағдай сатысындағы қиысудың инерция сәтіне байланысты өрнектеледі:

- жүктеменің квазитұрақты қиыстыруы кезінде:

$$B_{\infty} = E_{c,eff} \cdot J_I \quad (8.43)$$

- жүктеменің жиі қиыстыруы кезінде:

$$B_0 = E_{cm} \cdot J_I \quad (8.44)$$

мұнда:

$E_{c,eff}$ —мына формула бойынша бетонның жылжығыштығы ескеріліп, анықталатын серпінділіктің тиімді модулі:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (8.45)$$

E_{cm} — 6.2 кестесі бойынша қабылданатын бетон серпінділігінің модулі;

$\varphi(t, t_0)$ — уақыт сәтіне бетонның жылжығыштық коэффициенті.

Жүктеменің квазитұрақты үйлесуінен бүгілуді есептеу кезінде (8.45) формулада бетонның серпінділігінің тиімді модулін есептеуде б-тарауда көрсетілген әдіспен анықталатын $\varphi(t, t_0)$ жылжығыштық коэффициентінің шекті мәнін қабылдауға жол беріледі.

Құралдың талаптарына сәйкес бүгілуді есептеу кезінде, бетонның отырмалық салыстырмалық деформациясының темірбетон элементінің қисықтық шамасына әсерін ескеру керек. Мұнда, қосымша қисықтық элементтің ұзын арматурасының отырмалық салыстырмалық деформациясының шектелуіне байланысты. Сызатсыз жұмыс істейтін темірбетон элементінің қисықтығы отырмалық салыстырмалық деформациясы ескеріліп, келесі формула бойынша анықтайды:

$$\varphi_{cs} = \left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \frac{M_{Ed} - \varepsilon_{cs}(t, t_0) E_s \cdot S_{Is}}{E_{c,eff} \cdot J_I} \quad (8.46)$$

мұнда:

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ — t уақыт сәтіне еркін отырмылықтың салыстырмалық деформациясы; отырмалық деформациясының $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0)$ шекті мәнін қабылдауға жол беріледі;

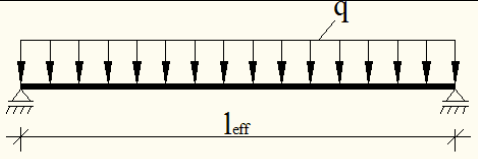
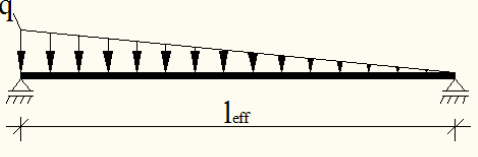
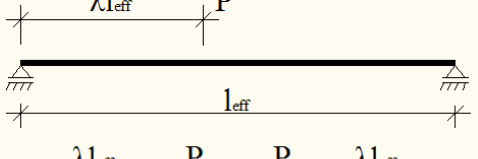
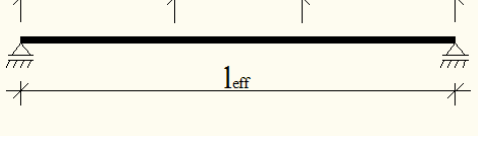
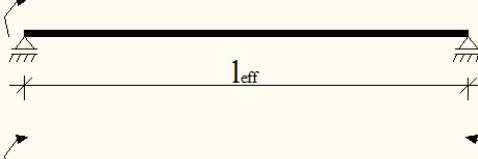
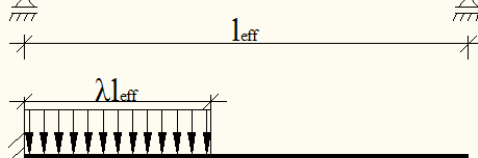
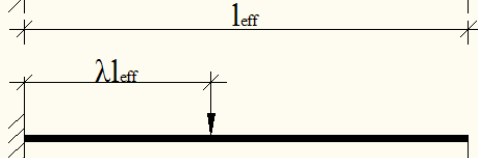
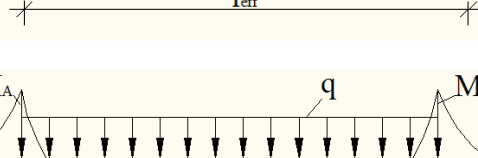
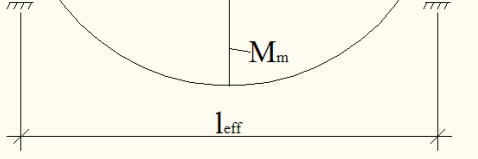
S_{Is} — мына формуламен анықталатын қиысудағы о.н. қатысты бойлық арматураның статикалық сәті:

$$S_{Is} = A_{s1} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot z_2 \quad (8.47)$$

мұнда

z_1 және z_2 — A_{s1} және A_{s2} арматура аудандарының ауырлық күші ортасынан есептелетін элемент кесіндісінің ауырлық күші ортасына дейінгі қашықтық.

8.7-кесте – Майысатын элементтердің иілуін анықтауға арналған α_k коэффициентінің шамасы

№	Жүктеу схемасы	α_k коэффициенті
1		$5/48$
2		0,102
3		$\lambda = 0,5 \ a_k = 1/12$ кезінде $\frac{3 - 4\lambda^2}{48(1 - \lambda)}$
4		$\frac{1}{8} - \frac{\lambda^2}{6}$
5		0,0625
6		$1/8$
7		$\lambda = 1 \ a_k = 1/4$ кезінде $\frac{\lambda(3 - \lambda)}{12}$
8		$\lambda = 1 \ a_k = 1/3$ кезінде $\frac{\lambda(3 - \lambda)}{6}$
9		$\frac{5}{48} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m} \right)$

8.2.3 Темірбетон элементтердің қисықтығын анықтау

8.2.3.1 Жалпы ережелер

8.2.3.1.1 Темірбетон элементтерінің қисықтығын олардың бүгілуін есептеу үшін анықтайды:

а) элементтер немесе элементтер телімі үшін, мұнда созылған аймақта 8.2.3.2.1-тармақшасына сәйкес бойлық оське қалыпты сызаттар қалыптаспайды;

б) элементтер немесе элементтер телімі үшін, мұнда созылған аймақта 8.2.3.3.1-тармақшасына сәйкес сызаттар бар.

Элементтер немесе элементтер телімі сызатсыз, егер сызаттар қалыптаспаса (яғни, барлық жүктемелердің әрекеті кезінде 8.4 шарты орындалады) $\gamma_f = 1$. жүктемесі бойынша сенімдік коэффициентімен қарастырылады.

8.2.3.2 Созылған аймақтағы сызаттары жоқ телімде темірбетон элементтің қисықтығы

8.2.3.2.1 Сызатсыз жұмыс істейтін элементтердің (немесе элементтер телімдерінің) қисықтығын келесі формула бойынша анықтау керек:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{\varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2}}{h} \quad (8.48)$$

мұнда:

ε_{c1} – бетонның шеткі сығылған талшықтарының салыстырмалық деформациясы;

ε_{c1} – бетонның шеткі созылған (аз сығылған) талшықтарының салыстырмалық деформациясы;

h – қиысуда бетонның шеткі талшықтары арасындағы қашықтық.

ε_{c1} және ε_{c2} қиысудың шеткі талшықтарының салыстырмалық деформациясын жалпы жағдайда сызатсыз жұмыс істейтін темірбетон элементінің деформациялану моделі бойынша есептен анықтау керек.

$B_{(\infty, t_0)}$ сызатсыз темірбетон элементінің майыстыру қаттылығын $I_{II} = I_I$ қолдана отырып, (8.66) формуласы бойынша, $E_{c, eff}$ бетон серпінділігінің тиімді модулінің мәнін – (8.67) немесе (8.68) формуласы бойынша, ал $\left(\frac{1}{r}\right)$ қисығын мына формула бойынша анықтау керек:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M_{Ed}}{B_{m(\infty, t_0)}} \quad (8.49)$$

8.2.3.3 Созылған аймақтағы сызаттары бар телімде темірбетон элементтің қисықтығы

8.2.3.3.1 $\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}$ сызаты бар бойлық оське қалыпты темірбетон элементтерінің қисықтығын келесі формуламен анықтау керек:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm}}{d} \quad (8.50)$$

мұнда:

ε_{cm} – сызаттар арасындағы телімде бетонның шеткі сығылған талшықтарының орташа салыстырмалық деформациясы;

ε_{sm} – сызаттар арасындағы телімде ұзартылған арматураның созылған сырықтың орташа салыстырмалық деформациясы;

d – бетонның шеткі сығылған талшықтары мен бойлық арматураның шеткі тартылған сырық арасындағы қашықтық.

ε_{cm} мәні келесі формуламен анықталады:

$$\varepsilon_{cm} = \psi_c \cdot \varepsilon_{cc} \quad (8.51)$$

мұнда:

ε_{cc} – сызаты бар қиысуда бетонның шеткі сығылған талшықтарының салыстырмалық деформациясы;

ψ_c – сызаттар арасындағы сығылған бетонның салыстырмалық деформациясының біркелкі емес таралуын ескеретін коэффициент. Коэффициент мәнін 0,9 тең етіп қабылдауға жол беріледі.

Сызаты бар қиысудағы бетонның шеткі сығылған талшықтарының ε_{cc} және бойлық арматураның шеткі созылған сырықтың ε_s салыстырмалық деформациялары жалпы жағдайда пайдалану жарамдылығы бойынша шеткі жағдайы үшін есептік шарттармен шығарылған сәттің әрекетінен деформациялық модельді басқарудың есептік жүйесін шешуден анықтау керек.

ε_{cc} және ε_s мәндерін келесі формулалар бойынша анықтауға жол беріледі:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_{cm,red}} \quad (8.52)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (8.53)$$

мұнда:

σ_{cc} – сызаты бар қиысудағы шеткі сығылған талшығындағы кернеу;

σ_s – сызаты бар қиысудағы бойлық арматураның шеткі созылған сырықтағы кернеу.

σ_{cc} және σ_s мәнін сызаты бар қиысудың шарттық серпінділігі есебінен $E_{cm,red}$ серпінділік модуліне келтірілген бетонның сығылған аймағы E_s серпінділік модулі бар сығылған және созылған арматура кіретін бойлық оське қалыпты болуынан анықтауға жол беріледі.

Арматурасы, қиысудың созылған және сығылған шектерінде жинақталған және қиысу симметриясының жазықтығында әрекет ететін күші бар тікбұрышты, тавролық және екі тавролық қиысудың майыстыру элементтері үшін σ_{cc} және σ_s мәндерін келесі формулалар бойынша анықтауға жол беріледі:

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ed}}{A_{cc} \cdot z} \quad (8.54)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_s \cdot z} \quad (8.55)$$

мұнда:

A_{cc} – сызаты бар қиысудағы сығылған бетон ауданы;

A_s – сызаты бар қиысудағы созылған арматура ауданы;

z – қысылған бетон мен созылған арматура аудандарының ауырлық күші арасындағы қашықтық.

A_{cc} және z мәндері қиысудағы шеткі шарттар бойынша иілетін элементтердің ұзақ оське қалыпты есебінен анықтауға жол беріледі.

$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}$ темірбетон элементінің қисықтығы бұл жағдайда (8.50) формуласымен $d=z$ мәнін қабылдай отырып анықтау керек.

Созылған арматурадағы және сығылған бетондағы орташа салыстырмалық деформацияны «созу кезінде қатандандыру тиімділігі» (tension stiffening effect) есебімен анықтайды. Бұрын көрсетілгендей (8.35) формуласын қар.) созылған арматураның салыстырмалық деформациясы төмендегіге тең:

$$\varepsilon_{sm} = \xi \cdot \varepsilon_s^{II} + (1 - \xi) \varepsilon_s^I \quad (8.56)$$

мұнда:

ε_s^I және ε_s^{II} – сәйкесінше кернелген-деформацияланған жағдайдың Ісатыдағы және ІІсатыдағы созылған арматураның салыстырмалық деформациясы;

ξ – «созу кезінде қатандандыру тиімділігін» ескеретін коэффициент, ол келесі формуламен анықталады:

$$\xi = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (8.57)$$

мұнда:

$\xi = 0$ сызаты жоқ қиысу үшін;

β – жүктеу ұзақтығы әсерін немесе орташа деформацияға жүктеме жазықтығын ескеретін коэффициент;

$\beta = 1,0$ бір реттік ауыспалы жүктеме үшін;

$\beta = 0$ тұрақты немесе көп реттік қайталанатын жүктеме үшін;

σ_s – тең сызаты бар қиысу үшін есептеп шығарылған созылған арматурадағы кернеу;

σ_{sr} – жүктеме әсерінен сызатпайда болған жүктеме сызаты бар кесінді үшін есептеліп шығарылған созылған арматурадағы кернеу.

ЕСКЕРТПЕ Ілетін немесе $\frac{N_{cr}}{N_{Ed}}$ орталық созылған элементтер үшін $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ қатынасы $\frac{M_{cr}}{M_{Ed}}$ қатынасына ауыстырылуы мүмкін, мұнда M_{cr} және N_{cr} сәйкесінше сызат пайда болу және сызат пайда болуын тудыратын күш сәті.

Ұқсас әдіспен бетонның одан ары сығылған талшықтарының орташа салыстырмалық деформациясын жазуға болады:

$$\varepsilon_{cm} = \xi \cdot \varepsilon_c^{II} + (1 - \xi) \varepsilon_c^I \quad (8.58)$$

мұнда:

ε_s^I және ε_s^{II} – сәйкесінше кернеуді деформацияланған жағдайдың І және ІІсатыдағы одан ары созылған арматураның салыстырмалық деформациясы.

Созылған арматура мен сығылған бетондағы орташа салыстырмалық деформациясы шамасынбіле отырып, кернелген-деформацияланған жағдайдың Ісатыдағы элементтің орташа қисықтығын (сызаттар арасындағы телімдерінде бетон жұмысын ескере отырып) келесі формула бойынша анықтайды:

$$\varphi_m = \left(\frac{l}{r} \right)_m = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{cm}}{d} = \frac{\xi \cdot \varepsilon_s^{II} + (1 - \xi) \varepsilon_s^I + \xi \cdot \varepsilon_c^{II} + (1 - \xi) \varepsilon_c^I}{d} = \xi \cdot \varphi_{II} + (1 - \xi) \varphi_I \quad (8.59)$$

мұнда:

$\varphi_I = \left(\frac{l}{r} \right)_I$ – келесі формула бойынша анықталатын, кернелген-деформацияланған жағдайдың Ісатыдағы сызатсыз жұмыс істейтін элемент қисықтығы:

$$\varphi_I = \frac{\varepsilon_s^I + \varepsilon_c^I}{d} \quad (8.60)$$

$\varphi_{II} = \left(\frac{l}{r} \right)_{II}$ – кернелген-деформацияланған жағдайдың ІІсатыдағы (сызаттар арасындағы телімінде бетон жұмысын ескерусіз) сызаттармен жұмыс істейтін элемент қисықтығы, төмендегідей анықталады:

$$\varphi_{II} = \frac{\varepsilon_s^{II} + \varepsilon_c^{II}}{d} \quad (8.61)$$

8.2.3.4 Темірбетон элементтің иілмелі қаттылығын анықтау

8.2.3.4.1 Жүктеменің ұзақ әсері кезінде (жүктеменің квазитұрақтықиыстыруы) бетон серпінділігінің(8.45) формуласымен анықталатын $E_{c,eff}$ тиімді модулін енгізу жолымен бетонның жылжығыштығын дамытуға байланысты әсерлер ескеріледі.

Кернелген-деформацияланған жағдайдың сатысына байланысты қиысудың инерция сәті өзгереді.

Кернелген-деформацияланған жағдайдың I сатысы үшін элементте сызаттар болмаған жағдайда:

$$B_I = E_{c,eff} \cdot I_I \quad (8.62)$$

Өз кезегінде сызаттың болуы кезінде элементтің сәйкес жұмысында II саты үшін:

$$B_{II} = E_{c,eff} \cdot I_{II} \quad (8.63)$$

(8.62) және (8.63) формулаларында:

I_I және I_{II} – сызаттың болуы және болмауы кезіндегі қиысудың инерцияның сәттері.

Онда орташа қисықтық (8.59) формуласы бойынша төмендегіге тең:

$$\varphi_m = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \xi \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} + (1 - \xi) \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} \quad (8.64)$$

немесе

$$\varphi_m = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} \left[1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right) \right] \quad (8.65)$$

Онда квазитұрақты қиыстыруды ескерген кезінде сызаттары бар темірбетон элементінің $B_{(\infty, t_0)}$ қаттылығын төмендегідей жазуға болады:

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right)} \quad (8.66)$$

мұнда:

$E_{c,eff}$ – бетон серпінділігінің тиімді модулі;

I_{II} , I_I – сәйкесінше $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$ қатынасының есебімен анықталатын сызаты бар және сызатсыз қиысу инерцияның сәті.

$E_{c,eff}$ бетон серпінділігінің тиімді модулінің мәні төмендегідей анықталады:

- жүктеменің жиі қиыстыруының әсер етуі кезінде:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \quad (8.67)$$

- әсер етудің квазитұрақты қиыстыруының әсер етуі кезінде:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}} \quad (8.68)$$

мұнда:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ – 6-бөлімдегі нұсқауларға сәйкес анықталатын бетонға арналған жылжығыштық коэффициентінің шекті мәні. Бұрын (8.66) формуласында көрсетілгендей σ_{sr}/σ_s қатынасының M_{cr}/M_{Ed} қатынасымен ауыстырылуы мүмкін. Бұл ретте M_{Ed} – әсер етудің квазитұрақты қиыстыруынан майыстырусәті.

Майыстырусәті мен бетонды сызат элементіне отырғызудың бірлескен әрекетінен қисықтық (8.46) формуласына ұқсас жазады:

$$\varphi_{II} = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \frac{M_{Ed} - \varepsilon_{sc}(t, t_0) \cdot E_s S_{sII}}{E_{c,eff} J_{II}} \quad (8.69)$$

Сызатпен жұмыс істейтін бетонды темірбетон элементіне отырғызудан туған a_{sc} майыстырудың құрамдасын келесі формуламен анықтайды:

$$a_{cs, II} = -\frac{1}{8} \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot S_{sII}}{B_{\infty}} l_{eff}^2 \quad (8.70)$$

мұнда:

ε_{cs} – бетонды отырғызудың салыстырмалық деформациясы (есептеулерде «минус» таңбасымен қолдану керек).

8.2.3.4.2 Жүктеме әрекеттерінің жүктемемен жиі үйлесу кезінде (8.59) формулада E_{cm} бетонның серпінді модулін ескеру және β коэффициентінің тиісті мәнін қолдану керек. Онда жүктеменің жиі үйлесу кезіндегі элементтің қаттылығы:

$$B_0 = \frac{E_{cm} \cdot I_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)} \quad (8.71)$$

мұнда:

M_{Ed} – жүктеменің қысқа мерзімді (жүктеменің жиі үйлесуі) әсерінен туындаған майыстыру сәті.

8.2.3.5 Майыстыруды тексерудің жеңілдетілген әдісі

8.2.3.5.1[7.4.2(2)] Құралға сәйкес майыстыруды тексерудің жеңілдетілген әдісі $\left(\frac{l_{eff}}{d} \right)$ қаттылық коэффициентін салыстыруға негізделген, ол 8.8-кестеде берілген $\left(\frac{l_{eff}}{d} \right)_{lim}$ рұқсатты мәнмен жүктеме әсерінен конструкцияның деформациясын жанама түрде сипаттайды,

мұнда:

$\left(\frac{l_{eff}}{d} \right)_{lim}$ – 8.8-кесте бойынша қабылданған l_{eff}/d қатынасының шекті рұқсат етілген мәні.

Майысуды тексеруді оған сай орындайтын шарттағы жалпы жағдайда, оның түрі төмендегідей болады:

$$\text{егер } \rho \leq \rho_0 \text{ болса, онда } \left(\frac{l_{eff}}{d} \right)_{lim} \geq K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (8.72)$$

$$\text{егер } \rho \geq \rho_0 \text{ болса, онда } \left(\frac{l_{eff}}{d} \right)_{lim} \geq K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad (8.72a)$$

мұнда:

$\frac{l_{eff}}{d}$ – «аралық / кесінді биіктігі» шекті қатынасы;

K – статикалық сызбаның ерекшелігін ескеретін коэффициент;

ρ_0 – арматуралаудың салыстырмалық коэффициенті: $\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$;

ρ – есептік жүктемеден майыстыру сәтінің әсері кезінде аралық ортасы үшін созылған арматураның арматуралауға талап етілетін коэффициенті (консольді бекіткенде);

ρ' – есептік жүктемеден майыстыру сәтінің әсері кезінде аралық ортасы үшін сығылған арматураның арматуралауға талап етілетін коэффициенті (консольді бекіткенде);

f_{ck} – МПа берілмен.

Сөре енінің қабырға еніне қатынасы 3-тен артатын тавролық қиысулар үшін (8.72) алынған $\frac{l_{eff}}{d}$ мәнін 0,8 көбейту керек.

Шектен тыс бүгілуден бұзылу қаупі бар арқалық тақтайшалардан ерекшеленетін 7 м жоғары аралығы бар арқалықтар мен тақтайшалар үшін (8.72) алынған $\frac{l_{eff}}{d}$ мәнін $7 / l_{eff}$ (l_{eff} – метрмен) коэффициентіне көбейту керек.

Шектен тыс бүгілуден бұзылу қаупі бар арқалық тақтайшалардан ерекшеленетін 8,5 м жоғары аралықтары бар арқалықтар мен тақтайшалар үшін (8.72) алынған, $\frac{l_{eff}}{d}$ мәнін $\frac{8,5}{l_{eff}}$ (l_{eff} – метрмен) коэффициентіне көбейту керек.

Құралдың талаптарына сәйкес $\left(\frac{l_{eff}}{d} \right)_{lim}$ қаттылық коэффициентінің шекті мәнін 8.8-кесте бойынша элементтің тиімді (есептік) аралықтың есептелетін коэффициентінің түрі

мен статикалық сызбасына байланысты анықтайды. 8.8-кестеде берілген $(l_{eff}/d)_{lim}$ коэффициентінің мәні қиысудың сығылған аймақтағы бетонның қысым шамасына байланысты болады (шартты қабылданған: әлсіз сығылған бетон және қатты қысылған бетон).

Жобалаушы есептік жағдайды ρ қиысуды көлденең арматуралау коэффициентіне қарай анықтайды. Төмендегідей қабылданады:

– $\rho = (A_{st}/b \cdot d) \cdot 100\% \leq 0,5\%$ кезінде – әлсіз қысылған бетон;

– $\rho = (A_{st}/b \cdot d) \cdot 100\% \leq 1,5\%$ кезінде – қатты қысылған бетон.

ρ аралық мәндері жағдайында сызықтық интерполяцияны қолдануға жол беріледі.

8.8-кесте – Майысуды тексерудің жеңілдетілген әдісі кезінде темірбетон элементтерге арналған қатынастардың шекті-рұқсатты мәндері $(l_{eff}/d)_{lim}$

Статикалық схема	К	Қатты арматураланған бетон: $\rho = 1,5\%$.	Әлсіз арматураланған: $\rho = 0,5\%$.
Жай ғана тірелген арқалық, бір-екі аралық тақтайша	1,0	14	20
Арқалықтың немесе бір аралықты ойып кесілмейтін тақтайшаның немесе екі аралық ойып кесілмейтін шеткі аралығы	1,3	18	26
Арқалықтың немесе бір-екі аралық тақтайшалардың ішкі аралығы	1,5	20	30
Бағандарға арқалықсыз тірелген тақтайша	1,2	17	24
Консоль	0,4	6	8
ЕСКЕРТПЕ 1 Берілген мәндер айтарлықтай консервативтік және арасында елеулі жіңішке элементтерге сәйкес келе алады. ЕСКЕРТПЕ 2 2-аралықтық тақтайшалар үшін ең қысқа аралыққа арналған мәді таңдауға кепілдеме беріледі ЕСКЕРТПЕ 3 Кепілдемелер арқалыққа арналған аралықтың ортасындағы иілмеге (аралық/250) қарағанда шектеулі каталдықтың негізіндегі арақабырғалардың тақтайшалары үшін берілген			

8.2.3.6 Бетонды отырғызғаннан болатын қисықтық

8.2.3.6.1 $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$ бетонды тегіс емес отырғызудан болатын қосымша қисықтықты мына формула бойынша анықтау керек:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty} \cdot \alpha_e \cdot S}{I} \quad (8.73)$$

мұнда:

$\varepsilon_{cs,\infty}$ – 6.19-тармағымен анықталатын бетон отырмалығының шекті мәні;

S – қиысудың ауырлық орталығына қатысты арматураның статикалық сәті;

I – қиысудың инерция сәті;

$$\alpha_e = \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}}, E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}}$$

Бетон үшін $\varphi_{(\infty, t_0)}$ жылжығыштық коэффициентінің шекті мәнін 6.16 талаптарына сәйкес анықтау керек.

Сызаттары бар элементтер үшін отырмалықтың қисықтығын есептеген кезде, сызатсыз және сызатпен қиысу үшін S және I мәндерін екі рет анықтайды. Бұл жағдайда $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$ қисықтығының соңғы мәні (8.35) формуласымен анықталады.

8.2.3.7 Жылжу және жылжу қаттылығының деформацияларын анықтау

8.2.3.7.1 Жылжу қаттылығын келесі формуламен анықтауға жол беріледі:

$$B_v(x) = \frac{2}{3} \varphi_{cr}(x) \cdot G_c \cdot b \cdot h \quad (8.74)$$

мұнда:

G_c – $0,4E_{cm}$ тең етіп алынатын бетонның жылжу модулі;

$\varphi_{cr}(x)$ – сызаттың жылжу деформациясына әсерін ескеретін коэффициент.

8.2.3.7.2 Жылжу деформациясын мына формула бойынша анықтауға жол беріледі:

$$\gamma_v(x) = \frac{V_{Ed}(x)}{B_v}, \quad (8.75)$$

мұнда:

$V_{Ed}(x)$ – қиысудағы есептік көлденең күші;

$B_v(x)$ – x қиысудағы жылжу қаттылығы.

9 КОНСТРУКЦИЯЛАУ БОЙЫНША ҚОЙЫЛАТЫН ТАЛАПТАР

Алдын-аласығылған конструкциялардың бетон, темірбетон жобалау кезінде бетон мен арматураның бірлескен жұмысымен, әзірлеу кезіндегі талап етілетін сапа көрсеткіштерімен, ұзақ уақыт пайдаланылуымен қамтамасыз ету үшін осы тарауда көрсетілген конструктивтік талаптарды орындау керек.

9.1 Бетон конструкциялар

9.1.1 Бетон конструкциядағы арматура мүлдем болмауы немесе отырмалықтан, температураның өзгеруінен және 9.1.2 бойынша конструктивтік талаптардан шығатын басқа мәжбүрлі деформациядан ішкі күштерін қабылдау үшін орнатылуы мүмкін.

9.1.2 Бетон конструкцияларда:

- элементтер қиысуөлшеміннің тез өзгеру орындарында;
- қабырға биіктігінің өзгеру орындарында (1м кем ұзақтықтағы телімде);
- әр қабаттың аралықтың асты мен үстіндегі бетон қабырғаларда;
- динамикалық жүктеменің әсер етуіне ұшырайтын конструкцияларда;
- әлсіз кернеулі шек бойында орталықтан тыс сығылған элементтер

үшін конструкциялық арматуралауды қарастыру керек, егер кернеу серпінді дене үшін анықталған болса, онда $0,8 f_{cd}$ құрайды және жоғары, ең төмен – 1 Н/мм^2 және төмен; бұл ретте арматуралау коэффициенті ρ_l 0,025% аз болмауы керек.

9.1.3 Қиысуда арматураны орнатуды мүмкіндігінше, 9.2.2 тармақшада және 9.1-кестеде берілген шамадан төмен емес бетонның қорғаныс қабатының қалыңдығымен біртекті етіп орналастыру керек.

9.1.4 Бетон элементтерінің көлденең қиысудың минималдық өлшемін:

- көршілес элементтердің тіреу және жанасу жағдайынан;
- бетон қоспасының сапалы тығыздығы жағдайынан (ірі толтырушының дәні мөлшерінен, терең дірілдеткіштің жұмыс бөлігінен ж.т.б.);
- $l_0/i < 90$ шекті рұқсат етілген серпінділік жағдайынан анықтау керек.

9.2 Темірбетон конструкциялар

9.2.1 Қысуға беріктілігі бойынша оның класы мен бетон класына қарамастан, қиысуда арматураның ең көп болуы бағандарда – 3%, ал темірбетон конструкцияларының басқа түрлерінде – 2% артық болмауы керек.

Арматура ретінде St240, St400 және St500 класындағы арматураны пайдалану керек.

9.2.2 Темірбетон элементтерінде көлденең арматураның қиысу ауданы 9.1-кестеде көрсетілгеннен кем емес қолданылуы керек.

9.1-кесте – Темірбетон элементтердегі бойлық арматураның қиысуының минималдық ауданы, % бетонның қиысу ауданынан

Арматураның жұмыс шарттары	$\rho_{min}, \%$
1 Майыстыру элементтеріндегі S_1 арматурасы	0,15
2 Орталықтан тыс сығылған элементтерінде және қабырғалық элементтеріндегі S_1 және S_2 арматуралары кезінде: $l_0/i \leq 17$ $17 \geq l_0/i \leq 50$ $l_0/i \geq 50$	0,15 0,20 0,25
ЕСКЕРТПЕ 1 Осы кестеде берілген арматураның қиысуының минималдық ауданы d қиысудың жұмыс биіктігіне S_1 арматура ауыртпалық орталығының деңгейінде элементтің қиысуының b енінің орындалуына тең бетон қиысуының ауданына жатады. ЕСКЕРТПЕ 2 Арматураның қиысу контуры бойынша бірқалыпты орналасқан кезінде $d = h$ қабылданады. ЕСКЕРТПЕ 3 Орталық қысылған элементтерде барлық бойлық арматураның минималдық ауданын кестеде көрсетілгеннен екі есе үлкен етіп қабылдап, бетон қиысуының толық ауданына жатқызу керек	

9.2.3 9.2.2 берілген талаптар орындалмаған жағдайда, элементті бетонға жатқызып, 9.1 қағидаларына сай конструкциялау керек.

9.2.1 Сырықтар арасындағы қашықтық

9.2.1.1 Сырықтар арасындағы қашықтық бетон қанағаттанарлықтай орналастырылуы мүмкін болатындай және жеткілікті байлануымен қамтамасыз ету үшін тығыздалуы керек.

9.2.1.2 Параллель жеке сырықтар немесе параллель сырықтардың горизонталь қабаттары арасындағы (горизонталь және вертикаль) жарыққа қашықтық 40 мм аз болмауы керек.

9.2.1.3 Сырықтар жеке горизонталь қабаттармен орналастырылған жағдайда әр жеке қабаттың сырығы бірінің үстінде бірі вертикаль бойынша орналасуы керек.

9.2.1.4 Соққылай қосылатын сырықтар бір-бірімен соққылау ұзындығы шегінде

жанасуы мүмкін. Толығырақ 9.7-тармағын қар.

9.2.1.5 Арматурамен күшейтілген бетон қиысудың тиімді жұмысымен анықталатын көлденең арматураның сырықтар осьтері арасындағы ең үлкен қашықтық төмендегідей болуы керек:

- майыстыру элементтерінде – 400мм артық емес, бұл ретте конструктивтік орнатылған арматураның қиысу ауданы $b \cdot h$ бетон ауданының 0,15% аз болмауы керек (мұнда h – сырықтар арасындағы қашықтық, b –элемент қабырғасы енінің жартысы, бірақ 200 мм артық емес);

- сызықтық орталықтан тыссығылған элементтерде – майыстыру жазықтығында 500мм артық емес және майыстыру жазықтығына перпендикуляр жазықтықта 400мм артық емес;

- темірбетон қабырғаларда тік арматураның сырықтары арасындағы қашықтықты қабырғаның екі қалыңдығынан артық және 400 мм артық емес, ал көлденең арматураның сырықтары арасында – 400 мм артық емес қабылдау керек.

9.3 Майысатын сырықтарға арналған жақтаудың рұқсатты диаметрлері

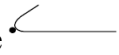
9.3.1 Айналасында сырық майысатын минималдық диаметр сырықтамайыстырудансызатпайда болуын және сырықмайысудың аймағының ішінде бетонның бұзылуын болдырмайтындай болуы керек.

9.3.2 Арматураның бұзылуын болдырмау үшін айналасында сырықтың майыстыру диаметрі (түзету диаметрі) $\phi_{m,min}$ төмен болмауы керек. Кепілдемелік $\phi_{m,min}$ мәндер 9.2-кестеде берілген.

9.2-кесте – Көрсетілгендер үшін арматураның бұзылуын болдырмау мақсатында түзетудің минималдық диаметрі а) сырықтар мен сымдар үшін

Сырықтың диаметрі	Ілгіштерге, бұрыштық ілгіштерге, ілмектерге арналған түзетудің минималдық диаметрі (5.1 суретті қар.)
$\phi \leq 20$ мм	5 ϕ

б) дәнекерленгеннен кейін майысатын дәнекерлік майысатын арматура мен торлар үшін

Түзетудің минималдық диаметрі	
 немесе 	 немесе 
5 ϕ	$d \geq 3\phi$: 5 ϕ : $d < 3\phi$ немесе иілу аймағының шегіндегі дәнекерлеу: 20 ϕ
ЕСКЕРТПЕ Майысу аймағының шегінде дәнекерлеу үшін, егер дәнекерлеу EN ISO 17660B қосымшасына сай орындалса, онда түзету өлшемі 5 ϕ дейін кішірейтілуі мүмкін	

9.3.3 Түзету диаметрі бетонның бұзылуын болдырмау үшін, егер келесі шарттар орындалса, тексеруді керек етпейді:

- майыстыруды аяқтағаннан кейін сырықты анкерлеу 5 ϕ артық емес ұзындықты керек етпейді;
- сырық шетінде орналаспаған (майыстыру жазықтығы бетон жазықтығына

- жақын) және диаметрі Φ аз емес майыстыру ішінде орналасқан көлденең сырығы бар;
- 9.2-кестеде берілген кепілдемелік мәннен кем емес түзету диаметрі.
- Басқа жағдайда түзету диаметрі $\Phi_{m,min}$ (9.1) өрнегіне сәйкес артуы керек:

$$\Phi_{m,min} \geq \frac{F_{bt} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\Phi} \right)}{f_{cd}} \quad (9.1)$$

мұнда:

F_{bt} – майыстыру басындағы сырықта немесе сырықтар тобында көтеру қабілеті бойынша шекті жағдайда созылған күші;

a_b – белгілі бір сырықтар (сырықтар тобы) үшін сырықтардың (сырықтар тобы) ауырлық орталығы арасындағы қашықтықтың жартысы майысу жазықтығына перпендикуляр. a_b элементі үстіне жақын сырық немесе сырық тобы үшін бетонның плюс $\Phi/2$ қорғаныс қабатына тең етіп қабылдау керек.

f_{cd} мәні бетонның есептік кедергі мәнінен үлкен етіп қабылданбайды.

9.4 Бойлық арматураны анкерлеу

9.4.1 Жалпы ережелер

9.4.1.1 Арматура сырықтары, арматура болатынан жасалған сымдар немесе дәнекерленген торлардың іліну күштері бетонға қауіпсіз, бойлықсыз аттар қалыптасуын және жарылуын болдырмай берілетіндей үлгіде анкерлеу керек. Қажет болған жағдайда, көлденең арматураны қарастыру керек.

9.4.1.2 Анкерлеу әдістері 9.1-суретте көрсетілген (сондай-ақ 5.8.3 қар.).

9.4.1.3 Майысулар мен ілмектер сығу кезінде анкерлеу ұзындығына әсер етпейді.

9.4.1.4 Майысу шегінде бетонның бұзылуы 9.3.3 талаптарын сақтау арқылы іске аспауы керек.

9.4.1.5 Анкерлеудің механикалық жабдықтарын пайдалану кезінде сынақтарға қойылған талаптар осы жабдықтарға берілетін стандарттарға сәйкес келуі керек.

9.4.2 Бекітудің шекті кернеулері

9.4.2.1 Бекітудің шекті кернеуі бекітуді жоғалтудан бұзылуды болдырмау үшін жеткілікті болуы керек.

9.4.2.2 Бекітудің шекті кернеудің f_{bd} есептік мәні мерзімді бейін сырықтары үшін келесі үлгіде есептелуі мүмкін:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (9.2)$$

мұнда:

f_{ctd} – бетонның созылуға есептік кедергісі;

η_1 – бетондау кезінде сырықтар және бекіту жағдайының әсерін ескеретін коэффициент; 9.1-суретте көрсетілген жағдайдан басқа уақытта $\eta_1 = 0,7$;

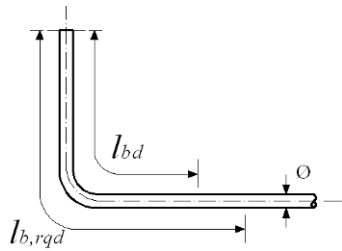
η_2 – сырық диаметрінің әсерін ескеретін коэффициент:

$\Phi \leq 16$ мм кезінде $\eta_2 = 1,0$;

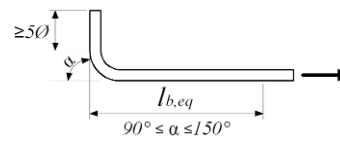
η_3 – арматуралық сырықтардың бейінін ескеретін коэффициент, ол:

тегіс сырықтар үшін – 1,50;

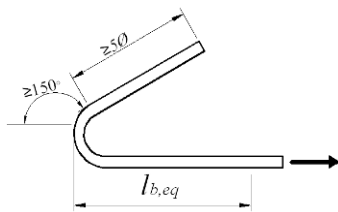
мерзімді бейіндер үшін – 2,25 тең.



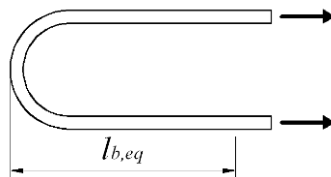
а) Орташа сызықтың бойымен өлшенген кез-келген сызуға арналған $l_{b,rqd}$ созу кезінде анкерлеудің талап етілетін базалық ұзындығы



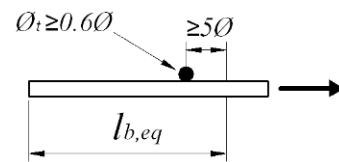
б) Стандарттық майысуға арналған анкерлеудің эквиваленттік ұзындығы



с) Стандарттық ілмекке арналған анкерлеудің эквиваленттік ұзындығы



д) Стандарттық ілгекке арналған анкерлеудің эквиваленттік ұзындығы



е) Дәнекерленген көлденең сырыққа арналған анкерлеудің эквиваленттік ұзындығы

9.1-сурет – Тік сырықты анкерлеуден ерекшеленетін анкерлеудің әдістері

9.4.3 Анкерлеудің базалық ұзындығы

9.4.3.1 Анкерлеудің қажетті ұзындығын есептеу арматура болатының түрін және сырық үшін бекіту қасиеттерінің ескеруі керек.

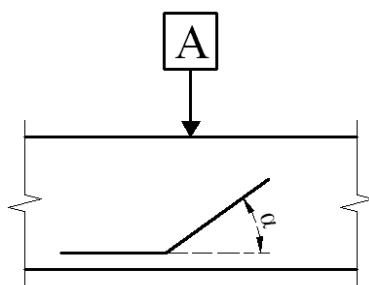
9.4.3.2 Анкерлеуге талап етілетін базалық ұзындығы $l_{b,rqd}$ анкерлеу күші $A_s \cdot \sigma_{sd}$ үшін түзу сырығында, бекітудің тұрақты кернеуге жол беру кезінде f_{bd} келесі формуламен анықталады:

$$l_{b,rqd} = \frac{\sigma}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}, \quad (9.3)$$

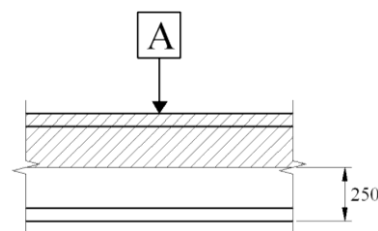
мұнда:

σ_{sd} – анкерлеуге өлшенетін орындағы сырықтардың есептік кернеуі.

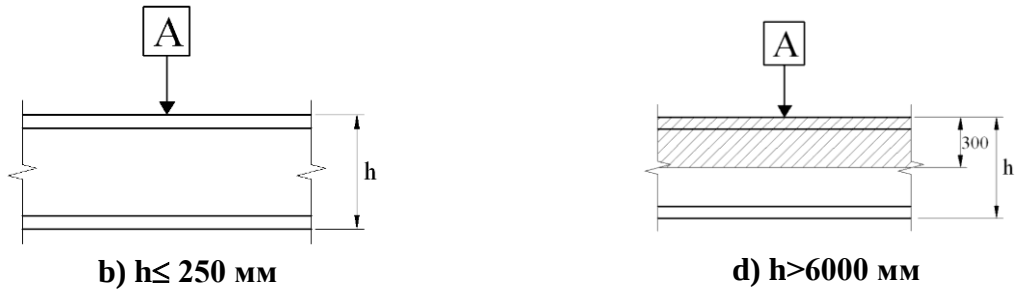
f_{bd} – арналған мәндер 9.4.2.2 берілген.



а) $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$



с) $h > 250$ мм



а) және б) барлық сырықтар үшін бекітудің қолайлы жағдайлары с) және д) штрихтелмеген аймақ – бекітудің қолайлы жағдайлары, штрихтелген аймақ – бекітудің орташа жағдайлары

A – бетондаудың бағыты

9.2-сурет – Бекіту жағдайларын сипаттау

9.4.3.3 Қисайған сырықтар кезінде $l_{b,rqd}$ анкерлеудің базалық талап етілетін ұзындығы және l_{bd} анкерлеудің есептік ұзындығы сырықтың орташа сызығы бойында өлшену керек (9.1а суретті қар.).

f_{bd} үшін мәндер 9.4.2.2 берілген.

9.4.3.4 Қосарланған сырықтардан немесе сымнан денекерленген торларға арналған (12.3) формуладағы Φ диаметрін $\Phi_{II} = \Phi\sqrt{2}$ баламалық диаметрға ауыстыру керек.

9.4.3.5 16 мм кем емес диаметрлі мерзімдік бейіндегі сырықтар үшін f_{bd} шамасын 6.1-кестесі бойынша f_{ctm} тең етіп қолдануға жол беріледі.

9.4.4 Анкерлеудің есептік ұзындығы

9.4.4.1 Кернелмейтін сырықтарды анкерлеудің есептік ұзындығын l_{bd} келесі формула бойынша есептеу керек:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (9.4)$$

мұнда:

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ және α_5 – 9.3-кесте бойынша анықталатын коэффициенттер;

α_1 – бетонның жеткілікті қорғаныс қабаты кезіндегі сырықтар формасының әсерін есепке алу үшін (9.2-суретті қар.);

α_2 – бетонның қорғаныс қабатының минималдық қалыңдығының әсерін есепке алу үшін (9.3 суретін қара);

α_3 – көлденең арматурасын күшейту әсерін есепке алу үшін;

α_4 – бір немесе бірнеше бір-бірімен денекерленген ($\Phi_t > 0,6\Phi$) көлденең сырықтар әсерін анкерлеудің l_{bd} есептік ұзындығы бойында есепке алу үшін;

α_5 – анкерлеудің есептік ұзындығы бойында жарылу жазықтығының көлденең кернеу әсерін есепке алу үшін.

$l_{b,rqd}$ – (9.3) формуласымен немесе 9.4 кестесінде анықталған анкерлеудің базалық ұзындығы;

$l_{b,min}$ – қабылданатын анкерлеудің минималдық ұзындығы төмендегідей қолданылады:

– созылған сырықтар үшін:

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\Phi; 100\text{мм}\} \quad (9.5)$$

– сығылған сырықтар үшін:

$$l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\Phi; 100\text{мм}\} \quad (9.6)$$

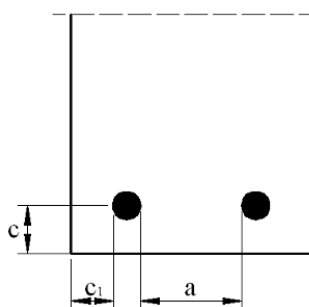
Мерзімдікбейіндегі сырықтар үшін $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4$ туындысы (9.4) формуласында $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 \geq 0,7$ шартын қанағаттандыруы керек.

9.3-кесте – (9.4) формуласындағы $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ және α_5 коэффициенттерінің мәндері

Әсер етудің ықпалы	Анкерлеу түрі	Арматуралық сырықтарға арналған коэффициенттердің мәндері
		созылған
Сырықтардың формасы	Тік сырықтар (9.3а-суреті)	$\alpha_1=1,0$
	Тік емес сырықтар (9.2; 9.3б, в-суреттері)	егер $c_d > 3\phi$ болса, онда $\alpha_1 = 0,7$, басқа жағдайда – $\alpha_1=1,0$ (c_d арналған 9.3-суретті қар.)
Бетонның қорғау қабаты	Тік сырықтар(9.3а- суреті)	$\alpha_2=1-0,15(c_d - \phi)/\phi$, $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$
	Тік емес сырықтар (9.2; 9.3б, в-суреттері)	$\alpha_2=1-0,15(c_d - 3\phi)/\phi$, $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ (c_d арналған 9.3-суретті қар.)
Бас арматураға дәнекерленбеген көлденең арматурамен күшейту	Барлық түрі	$\alpha_3 = 1 - k \cdot \lambda$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$
Дәнекерленген көлденең арматурамен күшейту	Барлық түрлері, күйлері мен өлшемдері 9.2д-суретте көрсетілген	$\alpha_4 = 0,7$

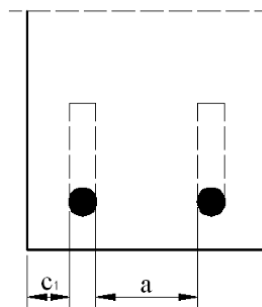
9.3-кесте – (9.4) формуласындағы $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ және α_5 коэффициенттерінің мәндері (жалғасы)

Әсер етудің ықпалы	Анкерлеу түрі	Арматуралық сырықтарға арналған коэффициенттердің мәндері
		созылған
Көлденең қысыммен күшейту	Барлық түрі	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$
ЕСКЕРТПЕ 1 Жалпы жағдайда α_3 коэффициентінің мәндері анкерлеудің ұзындығында кемінде үш көлденең сырықтары бар кезеңдік бейіндегі сырықтар үшін қабылданады. Басқа жағдайда – $\alpha_3=1,0$. ЕСКЕРТПЕ 2 $\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s}$, мұнда $\sum A_{st} - l_{bd}$ анкерлеудің есептік ұзындығындағы көлденең сырықтардың қиысуының жиынтықтық ауданы; $\sum A_{st,min}$ – төмендегілерге тең етіп қабылданатын, көлденең сырықтардың қиысуының минималдық жиынтықтық ауданы: арқалықтар үшін – $0,25A_s$; тақтайшалар үшін – 0; A_s – үлкен диаметрдің бір анкерлік сырығының ауданы. ЕСКЕРТПЕ 3 p – анкерлік сырықтың сызығына перпендикуляр қосымшаланған және анкерлеудің есептік ұзындығына (МПа) әрекет ететін қысым. ЕСКЕРТПЕ 4 Қорғаныс қабатының c_d есептік қалыңдығын 9.3-сурет бойынша қабылдау керек. ЕСКЕРТПЕ 5 k коэффициенттерінің мәндерін 9.4-сурет бойынша қабылдау керек		



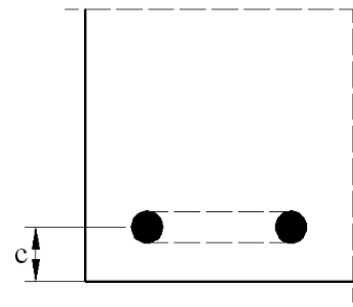
а) Тік сырықтар

$$c_d = \min (a/2, c_1, c)$$



б) Иілмелер немесе ілмектер

$$c_d = \min (a/2, c_1)$$



с) Ілгектер

$$c_d = c$$

9.3-кесте – c_d үшін арқалықтар мен тақтайшаларға арналған мәндер

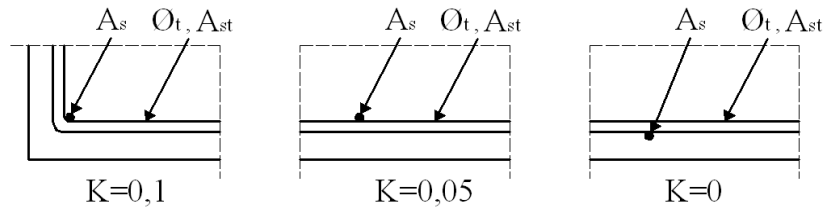
9.4.4.2 Жеңілдетілген балама ретінде 9.4.4.1 анкерлеу кейбір түрлер созу кезінде, 9.1-суретте көрсетілген, анкерлеудің баламалық ұзындығы кезінде $l_{b,eq}$ қамтамасыз етілуі мүмкін. Анкерлеудің баламалық ұзындығы 9.1-суретте көрсетілген және келесі үлгіде қабылдануы мүмкін:

$\alpha_1 l_{b,rqd}$ – 9.1d)-суретінде көрсетілген түрлерге арналған (α_1 мәні үшін 9.3-кестесін қар.);

$\alpha_4 l_{b,rqd}$ – 9.1 е)-суретінде көрсетілген түрлерге арналған (α_4 мәндері үшін 9.3-кестені қар.),

мұнда

α_1 және α_4 9.4.4.1 анықталған, $l_{b,rqd}$ (9.3) формуласы бойынша есептелінеді.



9.4-сурет – Арқалықтар мен тақтайшаларға арналған K мәндері

9.5 Қамыттар мен көлденең арматураны анкерлеу

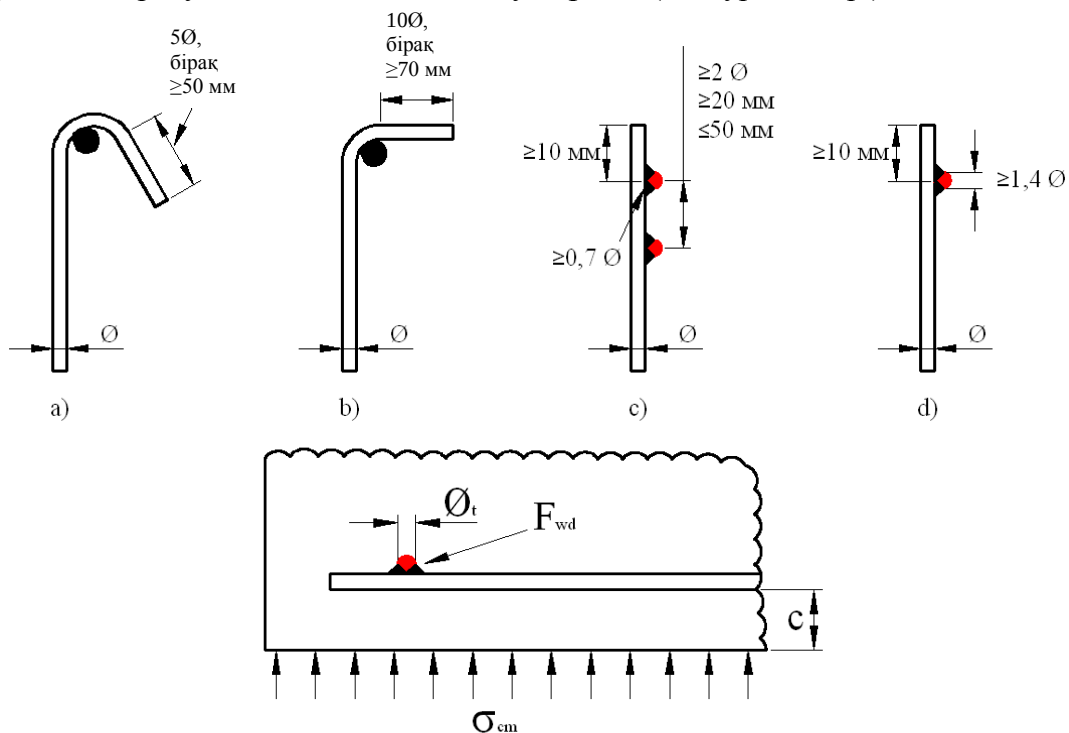
9.5.1Қамыттардыжәне көлденең арматураларды анкерлеумайыстыру немесе ілмектер көмегімен немесе дәнекерленген көлденең арматура жолымен қамтамасыз етілген. Сырық ілмектің немесе майыстырудың ішінде болуы керек.

9.5.2 Анкерлеу 9.5-суретке сәйкес орындалуыкерек. Дәнекерлеу EN ISO 17660 сәйкес орындалуы және 5.6.2сәйкес күш түсетін қабілеттікке ие болуы керек.

ЕСКЕРТПЕ Майыстыру бұрышын анықтау 9.1-суретте берілген.

9.6 Сырықтарды дәнекерлеу жолымен анкерлеу

9.6.1 9.3 және 9.4 қосымша ретінде анкерлеуге бетонға тірелетін көлденең сырықтардыдәнекерлеу жолымен қол жеткізілуі мүмкін (9.5 суретін қар.).



9.5-сурет – Анкерлік құрал ретіндегі дәнекерленген көлденең сырық

9.6.2 Бас сырықтың ішкі қабатына дәнекерленген, бір дәнекерленген көлденең

сырықтың анкерлеу қабілеті (диаметрі 14-32 мм) F_{btd} құрайды. σ_{sd} үшін мәні (9.3) формуласында F_{btd}/A_s азаюы мүмкін, мұнда A_s —сырықтың қиысу ауданы.

F_{btd} мәні келесі үлгіде анықталады:

$$F_{btd} = l_{td} \cdot \phi_t \cdot \sigma_{td}, \text{ бірақ } F_{wd} \text{ аспайды} \quad (9.7)$$

мұнда:

F_{wd} — дәнекерлеудің көлденең күшінің есептік мәні (кейбір коэффициенттің $A_s f_{yd}$ туындысы ретінде анықталатын; мысалы, $0,5 A_s f_{yd}$, ал A_s — анкерленетін сырықтың көлденең қиысудың ауданы, ал f_{yd} — оның ағу шегінің есептік мәні);

l_{td} — көлденең сырықтың есептік ұзындығы: $l_{td} = 1,16 \phi_t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma_{td}}} \leq l_t$;

l_t — көлденең сырықтың ұзындығы, бірақ анкерленген сырықтар арасындағы қашықтықтан артық емес;

ϕ_t — көлденең сырық диаметрі;

σ_{td} — бетондағы кернеу: $\sigma_{td} = \frac{f_{ctd} + \sigma_{cm}}{y} \leq 3 f_{cd}$;

σ_{cm} — бетонда екі сырыққа перпендикуляр сығу (орташа мәні, плюс таңбасымен қысу);

y — функция: $y = 0,015 + 0,14 e^{(-0,18x)}$;

x — $x = 2(c/\phi_t) + 1$ геометриясын ескеретін функция;

c — бетонның екі сырыққа перпендикуляр бағыттағы қорғаныс қабаты.

9.6.3 Егер диаметрі бірдей екі сырық анкерлік бекітілген сырыққа қарама-қарсы жақтарымен дәнекерленген болса, онда 12.6.2 сәйкес есептелінген күш түсетін қабілеттілік, сыртқы сырықтың бетонының қорғаныс қабаты ҚР ҚН ЕН 1992-1-1:2004/2011 5-бөлімінің талаптарына сәйкес болған жағдайда, екі еселенуі мүмкін.

9.6.4 Егер екі сырық бір жақтарымен олардың арасындағы 3ϕ минималдық қашықтықпен дәнекерленген болса, онда күш түсетін қабілеттілік $1,41$ коэффициентіне көбейту арқылы ұлғайтылуы керек.

9.6.5 20 мм артық емес сырықтың номиналдық диаметрі үшін дәнекерленген көлденең сырықтың анкерлеуінің күш түсетін қабілеттілігі дәнекерлік қосылыстың есептік беріктілігіне айтарлықтай байланысты болады. Ол төмендегідей анықталуы мүмкін:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 A_s \cdot f_{cd} \cdot \frac{\phi_t}{\phi_l} \quad (9.8)$$

мұнда:

F_{wd} — дәнекерлік кескінге күш түсетін қабілеттіліктің есептік мәні (9.6.2 тармағын қар.);

ϕ_t — көлденең сырықтың номиналдық диаметрі: $\phi_t \leq 12$ мм;

ϕ_l — анкерлік бекітілген (анкерленген) сырықтың номиналдық диаметрі: $\phi_l \leq 20$ мм.

Егер арасында ϕ_l минималдық қашықтығы бар екі дәнекерленген көлденең сырық пайдаланылатын болса, онда анкерлеудің күш түсетін қабілеттілігі, (9.8) теңдеуге сәйкес $1,41$ коэффициентіне көбейтілуі керек.

9.7 Соққылау қосылыстар мен механикалық қосылыстар

9.7.1 Жалпы ережелер

9.7.1.1 Бір сырықтан екіншісіне күшейтудің берілуі:

- майыстырумен немесе оларсыз немесе ілгекпен соққылау;

- дәнекерлеу;
- қысу-созу немесе тек қысу кезінде ғана жүктеме беруді қамтамасыз ететін механикалық түйісулер арқылы жүргізіледі.

9.7.2 Соққылау қосылыстар

9.7.2.1 Сырықтардың соққылау қосылыстарын конструкциялау:

- бір сырықтан екіншісіне күшейтуді беру қамтамасыз ететіндей;
- соққылау аймағында бетонның жарылуының болмайтындай;
- конструкция функциясын нашарлататын үлкен сызаттар пайда болмайтындай болуы керек.

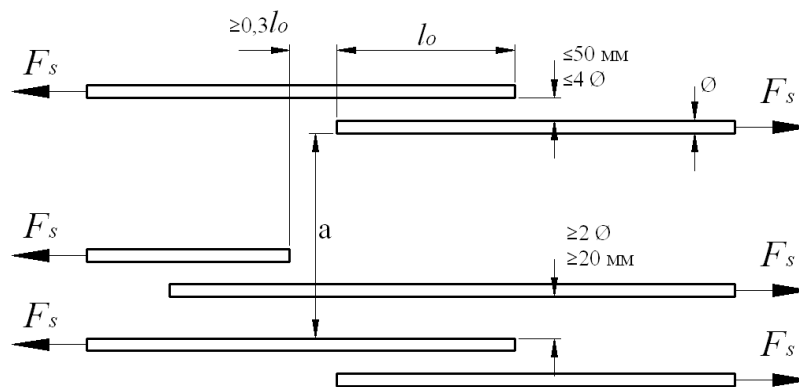
9.7.2.2 Соққылау қосылыстары:

- сырықтар, әдетте, жылжу арқылы орналасып, үлкен сәттері/күштері бар аймақтарда (мысалы, пластикалық топсалар орындарында) болмайтындай болуы керек. Ерекшелікті шектеулер төменде, 9.7.2.4 көрсетілген;

- кез-келген қиысуда, әдетте, симметриялық түрде орналасуы керек.

9.7.2.3 Соққылау қосылған сырықтардың орналасуы 9.6-суретке сәйкес болуы керек:

- соққылау қосылған жарықтағы сырықтар арасындағы қашықтық 4ϕ немесе 40 мм артық болмауы керек, басқа жағдайда, әдетте, соққылау ұзындығы 4ϕ немесе 50 мм артық орындарындағы жарықтағы қашықтыққа тең ұзындыққа ұлғаюы керек;
- екі көршілес соққылау қосылыстың арасындағы бойлық қашықтық l_0 0,3 еселік соққылау ұзындығынан кем болмауы керек;
- соққылай жапсарлас қосылу кезінде (қасында орналасқан) әдеттегідей олардың арасындағы жарықтағы қашықтық 2ϕ немесе 40 мм аз болмауы керек.



9.6-сурет – Көршілес соққылау қосылыстар

9.7.2.4 Егер жоғарыда берілген 9.7.2.3 талаптары орындалған болса, соққылау қосылған созылған сырықтардың рұқсатты пайызы, егер барлық сырықтар бір қабатта болса, 100 % болуы мүмкін. Бірнеше қабатта орналасқан сырықтар үшін пайыз 50 % дейін төмендетілуі керек.

Барлық сығылған сырықтармен екінші (бөлетін) арматура бір қиысуда соққылау қосылуы мүмкін.

9.7.3 Соққылаудың ұзындығы

9.7.3.1 Соққылаудың есептік ұзындығы төмендегіні құрайды:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (9.9)$$

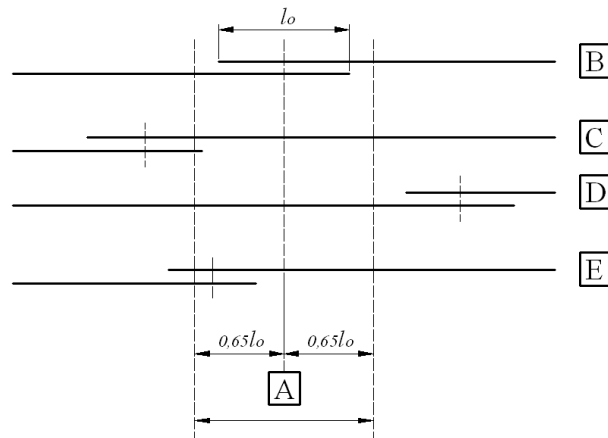
мұнда:

$l_{b,rqd}$ – (9.3) формуласы бойынша есептелінеді.

$$l_{0,min} > \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200\text{мм}\} \quad (9.10)$$

Мәндер $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ және α_5 үшін 9.5-кестеден алынуы мүмкін. Алайда $\alpha_3 \cdot \sum A_{st,min}$ есептеу үшін $1,0 A_s \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}$ тең етіліп алынуы керек, мұнда A_s – соққылау қосылған бір сырықтың қиысу ауданы;

$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}}$ бірақ 1,5 артық емес және 1,0 аз емес, мұнда ρ_1 – қарастырылатын соққылау ұзындығының ортасынан $0,65l_0$ шегіндегі соққылау қосылған арматураның пайызы (9.7-суретті қар.). α_6 мәндері 9.6-кестеде берілген.



[A] – қарастырылатын қиысу; [B] – I сырығы; [C] – II сырығы; [D] – III сырығы; [E] – IV сырығы
Мысал – II және III сырықтары қарастырылатын кесіктен тыс орналасқан: соққылау қосылған сырықтардың пайызы – 50 %, $\alpha_6 = 1,4$.

9.7-сурет – Бір қиысуда соққылау қосылған сырықтардың пайызы

9.6-кесте – α_6 коэффициенттерінің мәндері

Қиысудың толық ауданына қатысты соққылау қосылған сырықтардың пайызы	<25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5

ЕСКЕРТПЕ Аралық мәндер интерполяциямен анықталуы мүмкін

9.7.4 Соққылау аймағындағы көлденең арматура

9.7.4.1 Созылған сырықтарға арналған көлденең арматура

9.7.4.1.1 Көлденең арматура соққылау қосылыс аймағында көлденең созылатын күштерді қабылдау үшін керек.

9.7.4.1.2 Егер соққылау қосылған сырықтардың ϕ диаметрі 20 мм аз болса немесе соққылау қосылған сырықтардың кез-келген қиысу пайызы 25 % аз болса, онда басқа себептер бойынша керек болғанда, кез-келген көлденең арматура немесе қамыттар қандай да бір ары қарай растаусыз көлденең созылу шарттары үшін жеткілікті деп саналуы мүмкін.

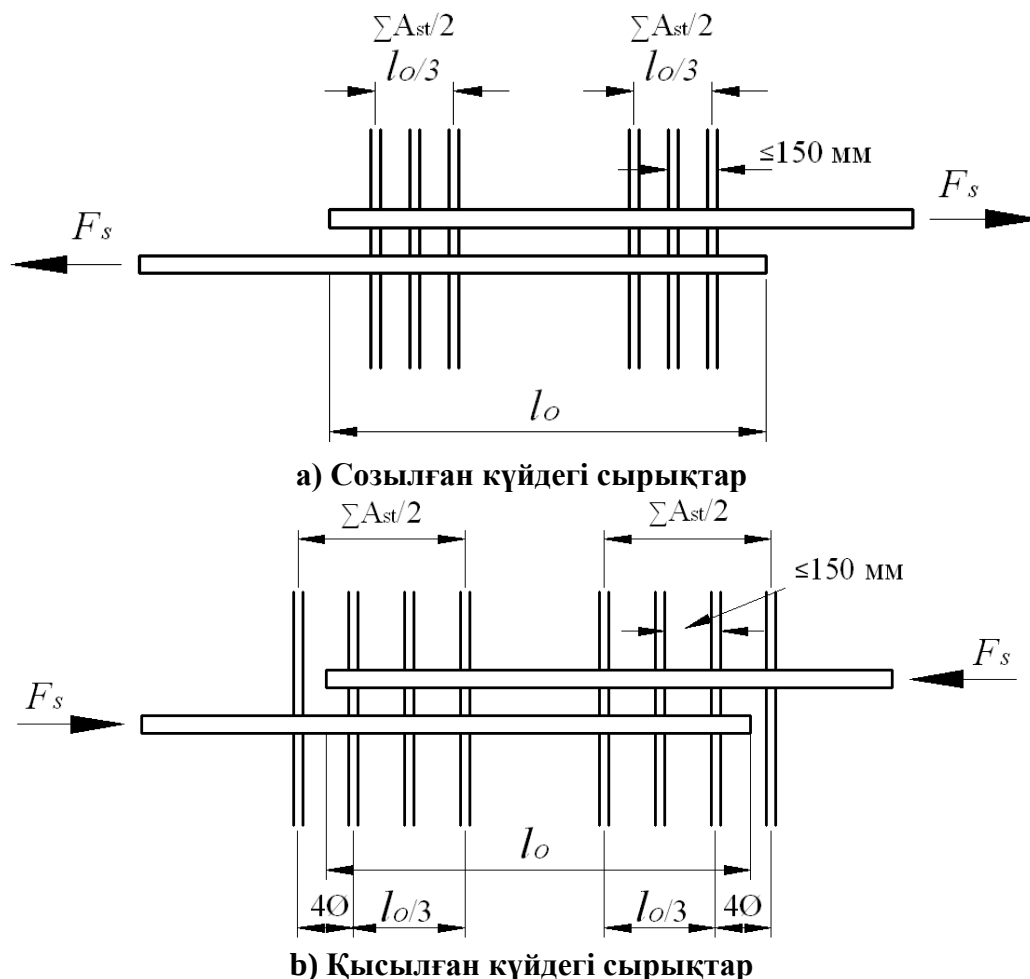
9.7.4.1.3 Егер соққылау қосылған сырықтардың $\varnothing$ диаметрі 20 мм артық немесе тең болса, онда көлденең арматураның қиысу ауданы $\sum A_{st}$ (соққылау қосылған сырықтардың қабатына параллель орналасқан барлық сырықтардың жиынтығы) соққылау қосылатын сырықтардың A_s ауданынан кем болмауы керек ($\sum A_{st} \geq 1,0 A_s$). Көлденең сырық соққылау қосылатын арматураның және бетон бетінің арасындағы оның бағытына перпендикуляр орналасуы керек.

Егер бір қиысуда арматураның 50 % соққылау қосылып, қиысудағы көршілес соққылау қосылыстардың арасындағы қашықтық $10\varnothing$ аз немесе тең (9.7 суретті қар.) болса, онда көлденең арматура қамыттар немесе U-тәріздес сырықтар формасында бетонның анкерленген денесінде орындалуы керек.

9.7.4.1.4 9.7.4.1.3 сәйкес талап етілетін көлденең арматура соққылау қосылған сыртқы қиысуда 9.9 а)-суретіне сәйкес орналасуы керек.

9.7.4.2 Тұрақты қысылған сырықтарға арналған көлденең арматура

Созылған сырықтар үшін берілген ережелерге қосымшаретінде, көлденең арматураның бір сырығы соққылау ұзындығының әрбір аяғында қосылыстан тыс, бірақ соққылау ұзындығының соңынан $4\varnothing$ қашықтықтың ішінде орналасуы керек (9.8 б)-суретті қар.).

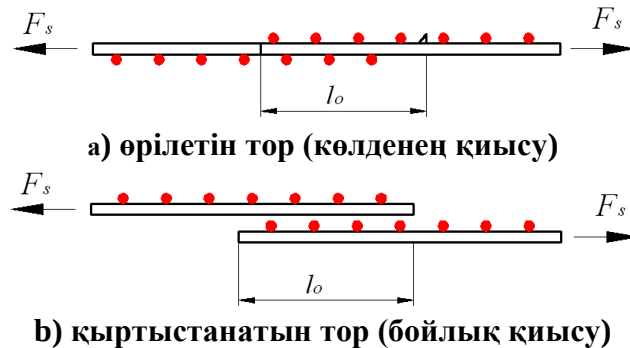


9.8-сурет – Соққылау қосылысқа арналған көлденең арматура

9.7.5 Кезеңдік бейіннің сымдарынан жасалған дәнекерлік торлардың соққылау қосылыстары

9.7.5.1 Бас арматураның соққылау қосылысы

9.7.5.1.1 Соққылау қосылыс не қиысу жолымен, немесе торлардың қыртыстану жолымен орындалуы мүмкін (9.9-сурет).



9.9-сурет – Дәнекерленген торлардың соққылау қосылыстары

9.7.5.1.2 Өрілген тор кезінде бас бойлық сырықтардың соққылау қосылыстарының орналасуы 9.7.2 сәйкес болуы керек. Көлденең сырықтардың кез-келген жағымды әсері назарға алынбайды, $\alpha_3 = 1,0$ қабылданады.

9.7.5.1.3 Бас арматураның соққылау қосылыстарының қыртыстануы кезінде, әдетте, арматурадағы есептелген кернеу есептік кедергінің 80 % аспайтын күш түсетін қабілеттілік бойынша шекті жағдайдағы аймақта орналасуы керек.

9.7.5.1.4 Егер 9.7.5.1.4 берілген шарт орындалмаса, арматура қиысуының пайдалы биіктігі майысуға есептік кедергі кезінде ҚР ҚН ЕН 1992-1-1:2004/2011 6.1 сәйкес шеткі созылған шектен кейінгі орналасқан қабат үшін қабылдануы керек. Соққылау қосылыстың аяғында сызатқа беріктілікті тексеру кезінде қосымша ретінде, ҚР ҚН ЕН 1992-1-1:2004/2011 7.2 және 7.3-кестелерінде берілген арматурадағы кернеу қосылыс аяғындағы оның тегіссіздігіне байланысты 25 % ұлғайтылуы керек.

9.7.5.1.5 Соққылау мен кез-келген қиысуда қосыла алатын бас арматураның пайызы келесі шарттарға жауап беруі керек:

- өрілетін торлар үшін 9.6-кестеде келтірілген мәндер қолданылады;
- қабаттасатын торлар үшін кез-келген қиысуда соққылау қосылатын бас арматураның рұқсат етілген пайызы дәнекерленген торлар қиысудың $(A_s/s)_{prov}$ шартты ауданына байланысты болады, мұнда s – тордағы сымдар (сырықтар) арасындағы қашықтық;
- 100 %, егер $(A_s/s)_{prov} \leq 1200 \text{ мм}^2/\text{мболса}$;
- 60 %, егер $(A_s/s)_{prov} > 1200 \text{ мм}^2/\text{мболса}$.

Тордың жеке қабаттарындағы жабылатын қосылыстар $1,3l_0$ (l_0 12.7.3 сәйкес анықталады) кем емес қашықтықта шахматтық тәртіпке орналасуы керек.

9.7.5.1.6 Соққылау аймағында қосымша көлденең арматураны орналастыру керек емес.

9.7.5.2 Қосымша немесе бөлетін арматураның соққылау қосылыстары

Барлық қосалқы арматура бір жерде ғана соққылау қосылуы мүмкін. Соққылау ұзындығының l_0 минималдық мәні 9.7-кестеде берілген; қосалқы арматураның екі сырық үшін соққылау ұзындығы шегінде бас арматураның кемінде екі сырығы орналасуы керек.

9.7-кесте – Торлардың қосалқы арматурасы үшін соққылаудың талап етілген ұзындықтар

Қосалқы арматураның сымның диаметрі, мм	Соққылаудың ұзындығы
$\varnothing \leq 6$	≥ 150 мм; соққылау ұзындығының шегіндегі сымның 1 қадамынан кем емес
$6 < \varnothing \leq 8,5$	≥ 250 мм; сымның 2 қадамынан кем емес
$8,5 < \varnothing \leq 20$	≥ 350 мм; сымның 2 қадамынан кем емес

9.8 Көлденең қиысудың минималдық өлшемдері

9.8.1 Қиысудың минималдық өлшемдерін қолдағы күшейтудің, конструкцияның сенімділігімен ұзақтығын қамтамасыз ететін технологиялық сипаттағы (бетонның қорғаныс қабаты, арматураның орналасуы, дайындау әдісі ж.т.б.) талаптардың есебімен және экономикалық ықпалдардың есебімен белгілеу керек.

9.8.2 Монолитті темірбетон тақтайшалардың қалыңдығын 9.8-кестеде көрсетілген мәндерден кем қабылдауға болмайды. Жиналмалы темірбетон тақтайшалардың қалыңдығын арматура үшін бетонның қорғаныс қабатының қалыңдығымен қамтамасыз ететін дайындау технологиясының талаптарын ескеру арқылы белгілеу керек.

9.8.3 Орталықтан тыссығылған элементтердің қиысу өлшемдерін олардың икемділігінің $\frac{l}{l_0}$ барлық бағытта 200 аспайтындай, ал ғимараттың элементі болып табылатын бағаналар үшін 120 аспайтындай етіп қабылдау керек.

9.8-кесте – Темірбетон тақтайшалардың минималдық рұқсатты қалыңдығы миллиметрде берілген

Пайдалануға берудің шарты	Тақтайшаның қалыңдығы
	монолиттік
1 Жабын	80
2 Көп қабаттық тұрғын және қоғамдық ғимараттардың арақабырғалары	120
3 Көп қабаттық өндірістік ғимараттардың арақабырғалары	160
4 Шоғырланған қозғалмалы жүктемеге жұмыс істейтін тақтайшалар	200
5 Шоғырланған тірегі бар тақтайшалар үшін	250

9.9 Бетонның қорғаныс қабаты

9.9.1 Бетонның қорғаныс қабатының қалыңдығын арматураны тоттанудан, от әсерінен қорғау және оның бетонмен бірге жұмысымен қамтамасыз ету шарттарына байланысты қабылдайды. Бетонның қорғаныс қабаты – бұл арматураның жоғарғы қабатынан бетонның ең жақын қабатына дейінгі (қамыттар мен жұмыс арматурасын қоса алғанда) қашықтығы.

Номиналдық қорғаныс қабаты сызбада көрсетілуі керек. Оның минималдық мәні c_{min} (9.9.2 тармағын қар.) ретінде анықталады, жобамен белгіленетін Δc_{dev} (12.10.5 қар.) ауытқу қосылады:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (9.13)$$

9.9.2 Бетонның c_{min} минималдық қорғаныс қабаты

Бетонның қорғаныс қабатының c_{min} минималдық қалыңдығын қоршаған ортаға әсерден қорғау және бекітумен қамтамасыз ету шартының үлкен мәні ретінде белгілеу керек:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{мм}\}$$

мұнда:

$c_{min,b}$ – бекіту шартынан минималдық қалыңдық, 9.10.3 қар.;

$c_{min,dur}$ – қоршаған орта әсерінен қорғау шарттарынан минималдық қалыңдық, 9.10.4 қар.;

$\Delta c_{dur,\gamma}$ – сенімділіктің қосымша элементі, ұлттық қосымшада 0 тең болып қабылданған;

$c_{dur,st}$ – тотықпайтын болатты пайдалану кезінде қорғаныс қабатын минималдық азайту, ұлттық қосымшада 0 тең болып қабылданған;

$\Delta c_{dur,add}$ – қосымша қорғанысты пайдалану кезінде минималдық қалыңдықты азайту, ұлттық қосымшада 0 тең болып қабылданған.

9.9.3 Бекіту күшін сенімді беруді және бетондық қоспаның сапалы тығыздығын қамтамасыз ету үшін қабаттың минималдық қалыңдығы $c_{min,b}$ төмен болмауы керек (9.9-кесте).

9.9-кесте – Бетонның арматурамен бекітілуін қамтамасыз етуге талап етілетін бетонның қорғаныс қабатының минималдық қалыңдығы $c_{min,b}$

Бекіту шарттары	
Сырықтарды араластыру	Минималдық қорғаныс қабаты $c_{min,b}^*$
Жекеше	Сырықтардың диаметрі
Сырықтармен бірге қосылған	Эквиваленттік диаметрі (ϕ_n)

9.9.4 Арматура үшін қорғаныс қабатының минималдық мәні EN 10080 сәйкес, қалыпты тығыздықты бетон үшін $c_{min,dur}=40$ мм ретінде қабылданады.

9.10-кесте – Арматураның ғұмырлығын қамтамасыз етуге талап етілетін минималдық қорғаныс қабаты $c_{min,dur}$

Конструкция класы	X0	XC1	XC3
S1	40	40	40
S2	40	40	45
S3	40	40	50
S4	40	40	60
S5	45	50	60
S6	60	65	75

ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада қабылданған S4 класы конструкцияның класы болып табылады, ол үшін пайдаланудың есептік мерзімі 50 жылды құрайды.

9.9.5 Бетонның қорғаныс қабатының c_{nom} номиналдық қалыңдығын есептеген кезде, бетонның минималдық қорғаныс қабатының қалыңдығы мен Δc_{dev} ауытқуын жинақтау

керек. Бетонның қорғаныс қабатының талап етілетін қалыңдығы рұқсатты теріс ауытқудың абсолюттік мәніне артуы керек. Ұлттық қосымшада қабылданған Δc_{dev} мәні – 10 мм тең.

9.9.6 Ғимараттар үшін EN 13670 рұқсатты ауытқу қолданылған. Бетонның қорғаныс қабатының номиналдық қалыңдығы номиналдықтан ерекшеленетін мәндері көрсетілген (мысалы, минималдық мәні) жағдайдан басқа кезде, есептерде ескеріліп, сызбаларда көрсетілуі керек.

9.9.7 Кейбір жағдайларда рұқсатты ауытқу, ал сонымен қатар Δc_{dev} жол беру шамасы:

- егер дайындау үдерісі кезінде, шегінде бетонның қорғаныс қабатының қалыңдығын өлшеу жүргізілетін сапаны бақылау болса, онда рұқсаттың (ауытқудың) шамасы азаюы мүмкін:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм}; \quad (9.14)$$

- егер бақылау үшін ерекше нақты өлшеу аспаптары мен сәйкес келмейтін элементтер (мысалы – жиналмалы конструкциялар) пайдаланылып, алынып тасталатын (кәдеге аспай) қалатын болса, онда Δc_{dev} ауытқу шамасы азайтылуы мүмкін:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ мм}. \quad (9.15)$$

9.11-кесте – Арматураның шекті рұқсатты диаметрлері

миллиметрде берілген

Қолдану шарттары	Көрсетілгендер үшін бойлық арматураның максималдық рұқсатты диаметрлері	
	орталықтан тыс қысылған элементтер үшін	майысатын элементтер үшін
St500 және одан төмен класты арматурасы бар элементтерде	20	16

б) тоқылған қаңқалардағы майыстыру элементтерінде – 6 мм кем емес;
- дәнекерленген қаңқаларда – 9.11.2 бойынша.

9.10 Элементтерді конструкциялау және жеке ережелер

9.10.1 Жалпы ережелер

9.10.1.1 Сенімділікке, пайдалану жарамдығына және ұзақтылығына қойылатын талаптар осы бөлімнің ережелерін қосымша басқа келтірілген жалпы ережелерді сақтау жолымен орындалады.

9.10.1.2 Элементтерді конструкциялау есептеулер үшін пайдаланылатын модельдерге сәйкес келуі керек.

9.10.1.3 Арматураның минималдық ауданы сынғыш бұзылуларды, сызаттарды шектен тыс ашуды үшін, сондай-ақ, деформация шектеулерінен шыққан күштерді қабылдау үшін белгіленеді.

9.11 Арқалықтар

9.11.1 Бойлық арматура

9.11.1.1 Арматураның минималдық және максималдық аудандары

9.11.1.1.1 Бойлық созылған арматураның қиысу ауданы мына формула бойынша анықталған $A_{s,min}$ кем болмауы керек:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d, \text{ бірақ } 0,0013 b_t d \text{ кем емес (12.16)}$$

мұнда:

b_t – созылу аймағының орташа ені; есептеулер үшін сығылған сөрелерімен тавролық арқалықтар үшін b_t есепке тек қабырға енін ғана алу керек;

f_{ctm} – созылу кезінде бетонның орташа төзімділігі, ол 6.1-кестеге сәйкес бетон беріктілігінің тиісті класынан анықталады.

9.11.1.1.2 $A_{s,min}$ кем арматураланған қиысуды арматураланбаған ретінде қарастыру керек.

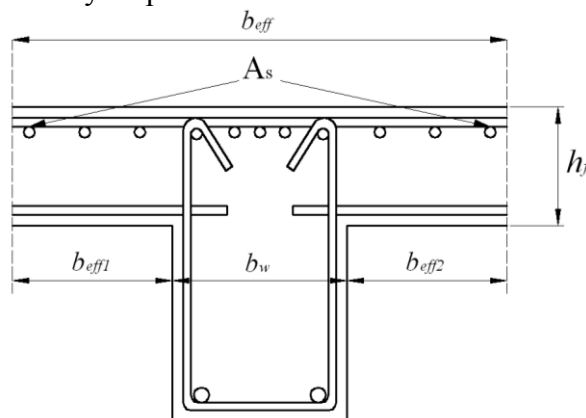
9.11.1.1.3 Соққылау қосылыстар орналасқан аймақтан тыс сығылған немесе созылған арматура қиысудың ауданы $A_{s,max} = 0,02 A_c$ артық болмауы керек.

9.11.1.2 Басқа конструктивтік ережелер

9.11.1.2.1 Монолитті конструкцияларда, тіпті есептеу кезінде еркін тірелу қабылданған жағдайларда да, тіреулердегі қиысуды аралықтың ең үлкен майысатын сәтінің $\beta_1 = 0$ кем емес жартылай қисудың салдарынан пайда болатын майысатын сәтке есептеу керек.

9.11.1.2.2 Кесілмеген арқалықтардың аралық тіреулерінде сөрелердің қиысу созылған арматура қиысудың жалпы ауданы A_s сөренің тиімді енінің шегінде бөлінуі керек. Осы арматураның бөлігі қабырғаның ені шегінде шоғырлануы мүмкін (9.11-суретті қар.).

9.11.1.2.3 Қиысудың беріктілігін есептеу кезінде ескерілетін кез-келген қысылған арматура (Ø диаметрі) сырықтардың арасындағы 15 Ø аспайтындай қашықтығы бар көлденең арматурамен бекітілуі керек.



9.11-сурет – Созылған арматураның сөрелердің қиысуындағы кесілмеген арқалықтарда орналасуы

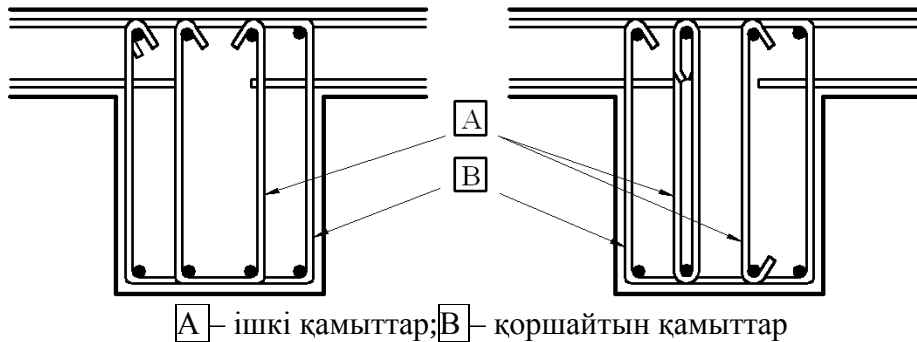
9.11.1.3 Көлденең арматура

9.11.1.3 Бойлық арматура

9.11.1.3.1 Бойлық арматура конструктивтік элементтің осымен бірге 45° бастап 90° дейінгі бұрышты құруы керек.

9.11.1.3.2 Ол төмендегі қиысудан:

- бойлық созылған арматураны мен қысылған аймақты қамтитын қамыттардан (9.12-суретті қар.);
- бүгілген сырықтардан;
- бойлық арматураны қамтымай-ақ, бірақ қысылған және созылған аймақтарда жеткілікті анкерленген құрсаулардан, ілмектерден ж.т.б. құрылуы мүмкін.



9.12-сурет – Көлденең арматураның мысалдары

9.11.1.3.3 Қамыттар тиімді анкерлеуі керек. Қабырғаның үстіңгі беті маңында қамытты, егер осы қамыт айналуы қабылдау үшін керек болмаса, соққылау қосылысқа жол беріледі.

9.11.1.3.4 $\beta_3 = 0,5$ кем емес қажетті көлденең арматура қамыттар түрінде болуы керек.

9.11.1.3.5 Көлденең арматуралау коэффициенті (9.17) формула бойынша есептелінеді:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad (9.17)$$

мұнда:

ρ_w – көлденең арматуралау коэффициенті; ρ_w (9.18) формула бойынша анықталатын $\rho_{w,min}$ кем болмауы керек:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (9.18)$$

A_{sw} – сұзындығында көлденең арматураның қиысу ауданы;

s – элементтің бойлық осьі бойымен өлшенген көлденең арматураның арасындағы қашықтық (көлденең арматураның қадамы);

b_w – элемент қабырғасының ені;

α – көлденең арматура мен элементтегі бойлық ось арасындағы бұрыш (9.13.1.3.1 қар.).

9.11.1.3.6 Көлденең арматураның бірінен соң бірі жүретін элементтердің арасындағы ең үлкен бойлық қашықтығы (9.19) формула бойынша анықталатын $s_{l,max}$ мәнінен аспауы керек:

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha) \quad (9.19)$$

мұнда

α – арқалықтың көлденең арматурасы және бойлық осьі арасындағы бұрыш.

9.11.1.3.7 Бүгілген сырықтар арасындағы ең үлкен бойлық қашықтық (9.20) формула бойынша анықталатын $s_{b,max}$ мәнінен аспауы керек:

$$s_{b,max} = 0,6 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha), \quad (9.20)$$

9.11.1.3.8 Қамыттардың бір тізбегінде қамыттар бұталары арасындағы көлденең қашықтық(9.21) формула бойынша анықталатын $s_{t,max}$ мәнінен аспауы керек.

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ мм} \quad (9.21)$$

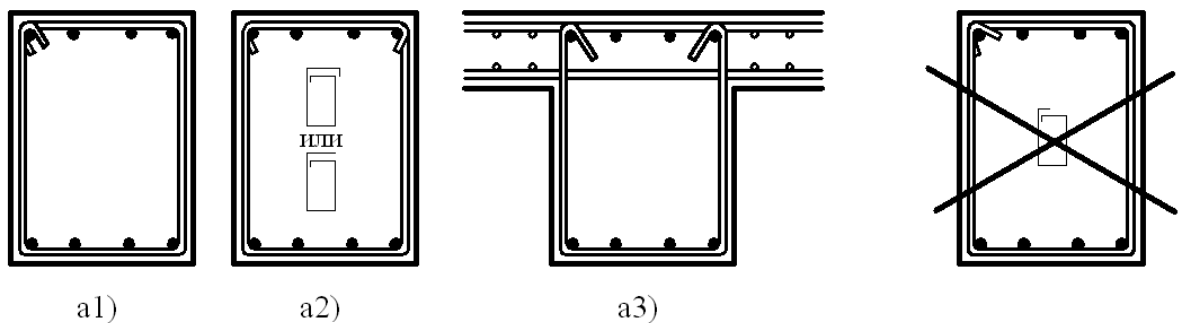
9.11.2 Айналулы қабылдауға арналған арматура

9.11.2.1 Айналулы қабылдауға арналған қамыттар соққылау немесе ілмектер арқылы тұйық болып, анкерленуі керек (9.13-суретті қар.). Олар конструктивтік элементтің осымен 90° бұрышты түзуі керек.

9.11.2.2 9.13.1.3.5 және 9.13.1.3.6 қағидалары, жалпы алғанда, айналулы қабылдауға талап етілетін қамыттардың минималдық мөлшерін анықтау үшін жеткілікті.

9.11.2.3 Айналулы қабылдау үшін қамыттар арасындағы бойлық қашықтық $t_{ef}/8$ мәнінен аспауы (белгіленуін ҚР ҚН ЕН 1992-1-1:2004/20116.3.2, 6.11-суреттен қар.) немесе 9.13.1.3.6 талаптарды қанағаттандыруы немесе арқалықтағы қиысудың ең аз өлшеміне қарағанда үлкен болмауы керек.

9.11.2.4 Бойлық сырықтар әр бұрышта кем дегенде бір сырық орнататындай етіп орналасуы керек, ал өзге сырықтар 350 мм аспайтындай қашықтықта қамыттардың ішкі периметрі бойынша біркелкі бөлінуі керек.



а) кепілдемелік формалар

б) кепілдеме берілмейтін форма

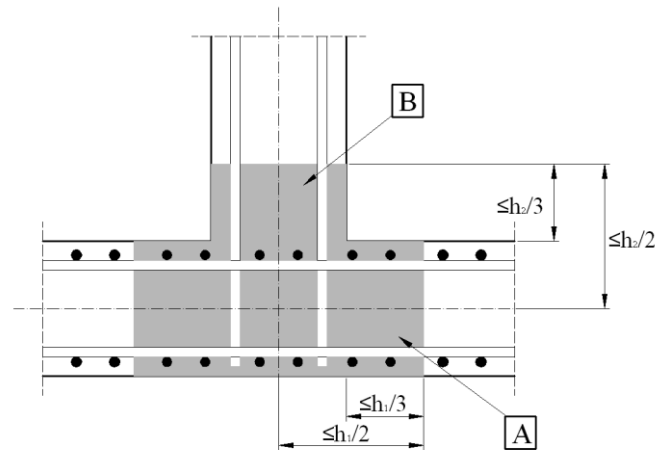
ЕСКЕРТПЕ а2) арналған екінші баламаның жоғарғы кесіктің бойына соққылаудың толық ұзындығына ие болуы керек

9.13-сурет – Айналулы қабылдауға арналған қамыттарды орындаудың мысалдары

9.11.3 Ішкі тіректер

9.11.3.1 Егер арқалық қабырғаға немесе бағанға емес, арқалыққа тірелсе, онда конструкция элементтерінің қиысу аймағында өзара реакцияны қабылдауға есептелген арматура орнатылуы керек. Осы арматура басқа себептер бойынша керек болатын арматураға қосымша орнатылады. Бұл ереже, сондай-ақ, арқалықтың үстіне тірелмейтін тақтайшаға да таралады.

9.11.3.2 Екі арқалық арасындағы ұстап тұратын арматура тіреуші элементінің басты арматурасын қамтитын қамыттардан құрылуы керек. Осындай қамыттардың кейбіреулері екі арқалық үшін ортақ болып табылатын бетон көлемінен тыс орналасуы мүмкін (9-14 суретті қар.).



A – h_1 биіктігі бар қолдаушы арқалық; **B** – h_2 ($h_1 \geq h_2$) биіктігі бар қолдау көрсетілетін арқалық

9.14-сурет – Тіреу арматурасын екі арқалықтың қиысу аймағында орналастыру (жоспардағы түрі)

9.12 Тұтас тақтайшалар

Осы тарау ішінде b және $l_{eff} \leq 5h$ кем емес бір және екі бағытта жұмыс істейтін тұтас тақтайшаларға таралады.

9.12.1 Иілетін сәттерді қабылдауға жұмыс істейтін арматура

9.12.1.1 Жалпы ережелер

9.12.1.1 Басты бағыттағы арматуралаудың минималдық және максималдық пайыздары үшін 9.12.1.1.1 және 9.12.1.1.3 қағидалары қолданылады. Тақтайшалардағы әлсіз бұзылыстың қаупі зор болмаса, $A_{s,min}$ күш түсетін қабілеттіліктің шекті жағдайын тексеруге керек болатын қиысудың 1,2 еселік ауданына тең етіп алынуы мүмкін.

9.12.1.2 Қосалқы көлденең арматурасы бір бағытта жұмыс істейтін тақтайшалардың басты арматурасынан кемінде 20 % құруы керек. Тіректер жақын аймақтарда көлденең арматураны басты үстіңгі сырықтарға қатысты орнатудың, егер көлденең майыстыру сәті болмаса, қажеті жоқ.

9.12.1.3 Сырықтар арасындағы қашықтық $s_{max,slabs}$ мәнінен аспауы керек, оның мәні төмендегілерді құрайды:

бас арматура үшін - $3h \leq 400$ мм, мұнда h – тақтайшаның жалпы қалыңдығы;

екінші дәрежелі арматура үшін - $3,5 h \leq 400$ мм.

Жинақталған жүктемелер немесе аймақтары бар максималдық сәттер әрекет ететін аймақтарға сәйкесінше мыналар қолданылады:

бас арматура үшін - $2h \leq 250$ мм;

көлденең арматура үшін - $3h \leq 400$ мм.

9.12.1.2 Тіректердің маңындағы тақтайшалардың арматурасы

9.12.1.2.1 Еркін тірелген тақтайшалар кезінде аралықта орналасқан есептік арматураның жартысы тірекке дейін жеткізіліп, тірекке анкерленуі керек.

9.12.1.2.2 Тақтайшаның бойында есептеу кезінде ескерілмеген жартылай қысу болса, үстіңгі арматура жанасатын аралықтың максималдық сәтінен 25 %- кем емес қабылдауға

қабілетті болуы керек. Осы арматура тіректің қырынан өлшенген жанасатын аралықтың кем дегенде 0,2 ұзындығына дейін ұзартылуы керек. Арматура аралық тіректерден ары ұзартылып, шеткі тіректерде анкерленуі керек. Шеткі тіректер үшін қабылданатын сәт жанасатын аралықтағы максималдық сәттен 15 % азаюы мүмкін.

9.12.1.3 Бұрыштық арматура

Егер тіректің конструктивтік шешімі бұрыштағы тақтайшаның көтеруі шектелгендей болса, онда тиісті арматура орнатылуы керек.

9.12.1.4 Еркін шеттердегі арматура

9.12.1.4.1 Тақтайшаның еркін (тірелмеген) шетінің бойында, әдетте, 9.15-суретке сәйкес орнатылатын бойлық және көлденең арматурасы болуы керек.

9.12.1.4.2 Тақтайшада орнатылған қарапайым арматура шеткі арматура ретінде де ескерілуі мүмкін.



9.15-сурет – Тақтайшаның шеткі арматурасы

9.12.2 Көлденең арматура

9.12.2.1 Көлденең арматура орнатылуы керек тақтайшаның кемінде 200 мм қалыңдығы болуы керек.

9.12.2.2 Көлденең арматураны конструкциялау үшін 9.13.1.3 сәйкес арматуралаудың минималдық мәні мен коэффициентін анықтауға қойылатын талаптар, егер олар басқа жағдайда модификацияланбаған болса, қолданылады.

9.12.2.3 $|V_{Ed}| \leq \frac{1}{3} V_{Rd,max}$ бар тақтайшалардағы көлденең арматура толығымен бүгілген сырықтар немесе көлденең сырықтардың қаңқаларынан құрылуы мүмкін.

9.12.2.4 Қамыттар арасындағы максималдық бойлық қашықтық мына формула бойынша анықталады:

$$s_{max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (9.22)$$

мұнда:

α – көлденең арматураның көлбеу бұрышы.

Бүгілген сырықтар арасындағы ең үлкен бойлық қашықтық:

$$s_{max} = d \quad (9.23)$$

9.12.2.5 Көлденең арматураның арасындағы максималдық көлденең қашықтық $1,5d$ аспауы керек.

9.13 Арақабырғалардың жазық тақтайшалары

9.13.1 Ішкі бағандардың аймағындағы жазық арақабырғалар

9.13.1.1 Арматураның жалпақ арақабырғаларда орналасуы тақтайшалардың пайдалану беру кезіндегі күйін көрсетуі керек. Бұл көбінесе бағаналардың үстіндегі

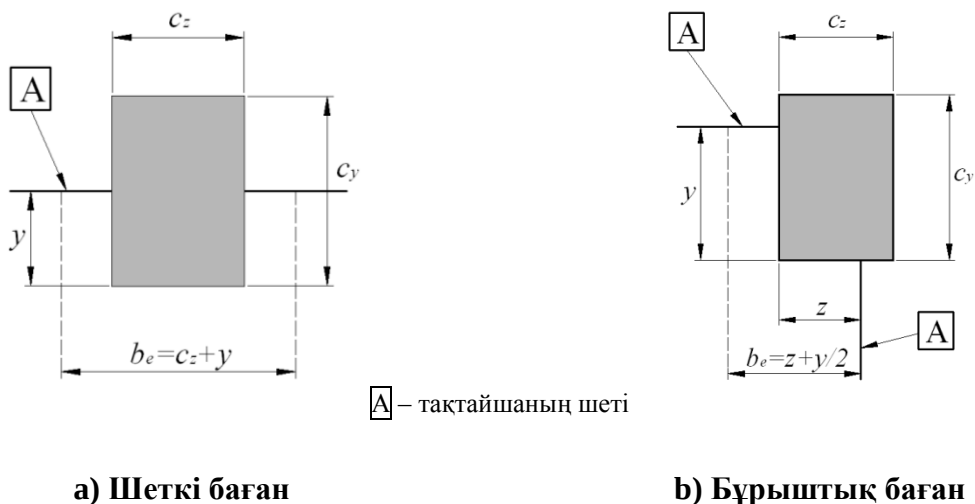
арматураның концентрациясына әкеп соқтырады.

9.13.1.2 Ішкі бағандар үстінен, егер пайдалану беру жарамдылығының басқа нақты есебі жасалмаса, бағанның әр жағынан тақтайша ені $0,125$ тең енінде орналасқан қиысу ауданы $0,5A_t$ бар үстіңгі арматураны орнату керек. A_t – бағанның әр жағында іргелес жатқан тақтайшаның жартысынан сәт жиынтығы ретінде анықталатын толық теріс сәтін қабылдау үшін қажетті арматураның қиысу ауданы.

9.13.1.3 Әрбір ортогоналдық бағытта ішкі бағандар ішіндегі баған арқылы өтетін астыңғы арматура (екі сырықтан кем емес) орнатылуы керек.

9.13.2 Шеткі және бұрыштық бағандардың аймағындағы жазық арақабырғалар

Майыстыру сәттерін тақтайшадан бұрыштағы немесе шеткі бағанға беру үшін талап етілетін тақтайшаның еркін шетіне перпендикуляр арматура 9.16-суретте көрсетілген b_e тиімді ені шегінде орналасуы керек.



9.16-сурет – Жазық арақабырғаның b_e тиімді ені

9.13.3 Басу аймағындағы арматура

9.13.3.1 Егер көлденең арматураны басу есебінен орнату талап етілсе, онда ол жүктеу/баған алаңы мен $k \cdot d$ көлденең арматура талап етілмейтін бақылау периметрі арасында орналасуы керек. Ол көлденең қамыттардың кем дегенде екі периметрінен орындалуы керек (6.10-суретті қар.). Қамыттардың периметрі арасындағы қашықтық $0,75 d$ аспауы керек.

Периметр бойындағы қамыттар арасындағы қашықтық бірінші бақылау периметрінің (жүктелу ауданынан $2d$ қашықтықта) ішінде $1,5d$ аспауы және бірінші бақылау периметрден тыс $2d$ аспауы керек, мұнда бұл периметрдің бөлігі басып майыстыру кедергісін анықтау кезінде ескеріледі.

Төмен қарай бүгілген сырықтар үшін (6.10 б)-суретте көрсетілгендей) қамыттардың бір периметрі жеткілікті болып қаралуы мүмкін.

ЕСКЕРТПЕ 1 $y > c_y$ болуы мүмкін.

ЕСКЕРТПЕ 2 $z > c_z$ және $y > c_y$ болуы мүмкін.

ЕСКЕРТПЕ 3 y – тақтайшаның шетінен бағанның ішкі шекарасына дейінгі қашықтық.

9.13.3.2 Көлденең арматура талап етілген кезде, қамыттың (немесе эквиваленттің)

ауданы $A_{s,min}$ (9.24) теңдеуінің көмегімен анықталады:

$$A_{s,min} \cdot \frac{(1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)}{s_r \cdot s_t} \geq 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \quad (9.24)$$

мұнда:

α – көлденең арматура мен бас арматура арасындағы бұрыш (тік қамыттар кезінде $\alpha = 90^\circ$ және $\sin \alpha = 1$);

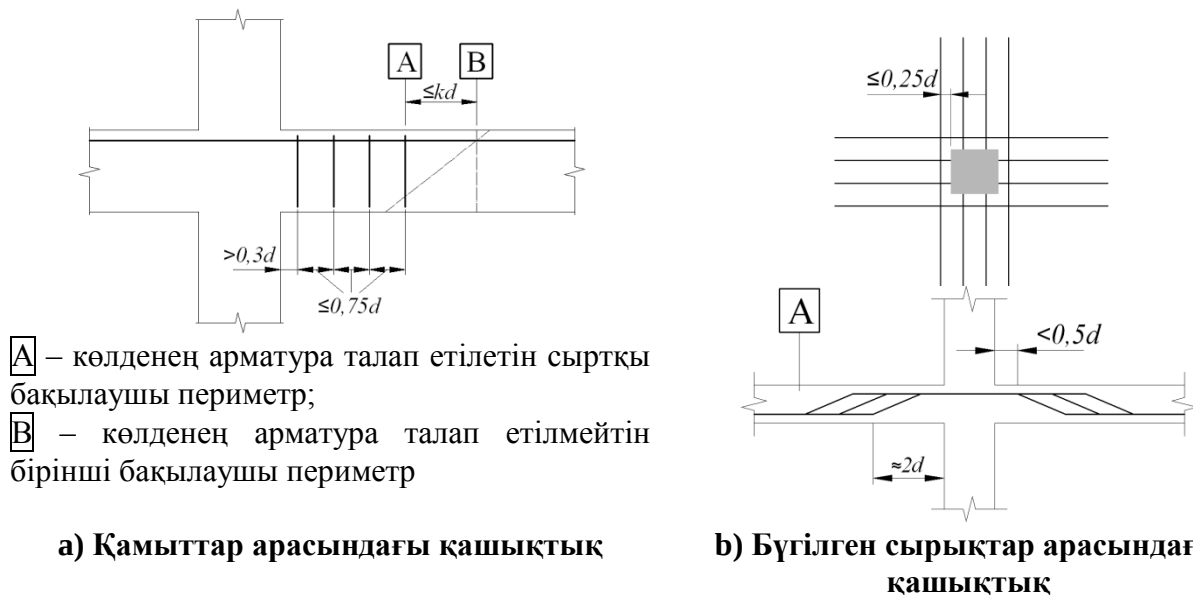
s_r – радикалдык бағыттағы көлденең қамыттар арасындағы қашықтық;

s_t – тангенциалдык бағыттағы көлденең қамыттар арасындағы қашықтық;

f_{ck} – МПа берілген.

Басуға есептеу кезінде бағаннан $0,5d$ қашықтық шегінде орналасқан кернелген элементтердің тік құрамдастары ғана ескерілуі мүмкін

9.13.3.3 Жүктеу ауданы немесе осы ауданнан $0,25d$ аспайтын қашықтық арқылы өтетін бүгілген сырықтар басып майыстыру аймағындағы көлденең арматура ретінде пайдалануы мүмкін (9.17 б) суретті қар., үстіңгі жағы).



9.17-сурет – Басу аймағындағы арматура

9.13.3.4 Тіректің қыры немесе жүктеу және жақын жердегі көлденең арматура ауданының шегі арасында есептеу кезінде ескерілген қашықтық $d/2$ аспауы керек. Осы қашықтық созылған арматура деңгейінде өлшенеді. Егер бүгілген сырықтардың бір қатары ғана белгіленсе, олардың майысу 30° дейін азаюы мүмкін.

9.14 Бағандар

9.14.1 Жалпы ережелер

Осы бөлім h үлкен өлшемі төрт еселік b ең кіші өлшемнен аспайтын бағандар үшін қолданылады.

9.14.2 Бойлық арматура

9.14.2.1 Бойлық сырықтардың, әдетте, кемінде $\phi_{min} = 12$ мм диаметрге ие болуы

керек.

9.14.2.2 Бойлық арматураның жалпы мөлшері (9.25) формула бойынша анықталатын $A_{s,min}$ кем болмауы керек:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ немесе } 0,002A_c, \text{ қай мәні үлкен болса соған байланысты (9.25)}$$

мұнда:

f_{yd} – арматураның ағу шегінің есептік мәні;

N_{Ed} – осьтік қысатын күштің есептік мәні.

9.14.2.3 Бойлық арматураның ауданы, соққылау қосылуды қоспағанда, егер бетон құрылымы жұмсармайтындығы, және толық беріктілік шекті жағдайда күш түсетін қабілеттілікте қолжетімді екендігі көрсетілген болса, $A_{s,max} = 0,04A_c$ аспауы керек. Осы шек мәні соққылау қосылыс үшін $0,08A_c$ артуы мүмкін.

9.14.2.4 Егер бағанның бір сырықтан кем емес полигоналдық көлденең қиысуы болса, онда олар әр бұрышта орналасады. Дөңгелек бағандағы бойлық сырықтардың мөлшері төрттен кем болмауы керек.

9.14.3 Көлденең арматура

9.14.3.1 Көлденең арматураның (қамыттар, ілгектер немесе бұрандалы шиыршық арматура) диаметрі 6 мм немесе бойлық арматураның максималдық диаметрінің төрттен бірінен қайсысы үлкен болуына байланысты кем болмауы керек. Көлденең арматуралау үшін дәнекерленген тордағы сымның диаметрі 5 мм кем болмауы керек.

9.14.3.2 Көлденең арматура жеткілікті анкерленуі керек.

9.14.3.3 Баған бойындағы көлденең арматура арасындағы қашықтық төмендегі үш қашықтықтың ішінен кішісіне тең, $s_{cl,tmax}$ үлкен болмауы керек.

- ең кіші бойлық сырықтың 20-еселік диаметрі;
- бағанның ең кіші өлшемі;
- 400 мм.

9.14.3.4 9.14.3.3 сәйкес талап етілетін максималдық қашықтықты 0,6 коэффициентіне көбейту жолымен мына жағдайларда азайту керек:

(i) - бағанның көлденең қиысудың ең үлкен өлшеміне тең, арқалықтан немесе тақтайшадан жоғары немесе төмен қашықтық шегінде орналасқан қиысуда;

(ii) - егер бойлық сырықтардың ең үлкен диаметрі 14 мм артық болса, соққылау қосылыстың маңында; кем дегенде соққылау ұзындығы бойынша тегіс орналасқан үш сырық талап етіледі.

9.14.3.5 Бойлық сырықтардың бағыты өзгергенде (мысалы, баған өлшемнің өзгеруі кезінде) көлденең арматура арасындағы қашықтық көлденең күштердің пайда болуын ескеру арқылы есептелінуі керек. Осы әсерлер бағыттың өзгеруі 1/12 кем немесе тең болса, еленбеуі мүмкін.

9.14.3.6 Әрбір бойлық сырық немесе бұрышта орналасқан сырықтар шоғыры көлденең арматурамен бекітілуі керек. Сығылған аймақтың шегінде бірден бір сырық бекітілген сырықтардан 150 мм аса алыстамауы керек.

9.15 Қабырғалар

9.15.1 Жалпы ережелер

Осы бөлім қалыңдығының ұзындығына қатынасы 4 және одан көп, және ішінде арматура беріктілікті есептеу кезінде ескерілетін темірбетон қабырғалар үшін қолданылады. Арматураның саны және тиісті конструкциялауы «керме мен тартпа» моделі бойынша

анықталуы мүмкін. Көбінесе жазықтан майысуға ұшырайтын қабырғалар үшін тақтайшаларға арналған ережелер қолданылады (9.12 қар.).

9.15.2 Вертикальарматура

9.15.2.1Тік арматураның ауданы, $A_{s,y_{max}} = 0,04A_c$ соққылау қосылысты қоспағанда, егер бетон құрылымы жұмсармаса және шекті жағдайда күш түсетін қабілеттілік бойынша толық беріктілігіне жеткізілетіні көрсетілсе, $A_{s,y_{min}} = 0,002A_c$ және $A_{s,y_{max}}$ арасындағы шекте болуы керек.

9.15.2.2Егер арматураның минималдық ауданы $A_{s,y_{min}}$ есеппен анықталса, онда осы арматураның жартысы әр жағынан орналасуы керек.

9.15.2.3Екі көрші тік сырықтар арасындағы қашықтық қабырғада үш еселік қалыңдығынан немесе кіші нәтижесін беруіне байланысты 400 мм аспауы керек.

9.15.3 Горизонталь арматура

9.15.3.1Қабырғаның үстіңгі бетіне (және еркін шеттеріне) параллель бағытталған көлденең арматура әрбір үстіңгі бетте орнатылуы керек. Ол вертикаль арматурадан 25 % құрайтын немесе $0,001A_c$ тәуелділіктен, қай мән үлкен екеніне байланысты, $A_{(s,hmin)}$ кем болмауы керек.

9.15.3.2Екі көршілес горизонталь сырықтың арасындағы қашықтық 400 мм аспауы керек.

9.15.4 Көлденең арматура

9.15.4.1Вертикаль арматураның екі шегінде де жалпы аудан $0,02A_c$ асатын қабырғаның әр бөлігінде, қамыттар формасындағы көлденең арматура бағандарға арналған талаптарға сәйкес орнатылуы керек (9.16.3 қар.). 9.16.3.4 (i) тармақта аталған үлкен өлшем, қабырғаның төрт еселік қалыңдығынан аспауы керек.

9.15.4.2Бас арматура қабырғаның бетіне (қырына) жақын орналасқан орындардағы көлденең арматура, қабырға ауданының $1m^2$ қамыттарының төрттен кем емес қамыт формасында орналасуы керек. Егер 2ϕ асатын бетонның қорғаныс қабаты кезінде $\phi \leq 12$ диаметрі бар дәнекерленген сым торлар және сырықтар пайдаланылатын болса, онда көлденең арматураны орнатудың қажеті жоқ.

9.16 Арқалықтар-қабырғалар

9.16.1 Арқалық-қабырғалар, әдетте, кез-келген жақтың (жазықтың) маңында орналасатын минималдық алаңы $A_{s,dbmin}$ тікбұрышты арматуралық торлардан тұруы керек. $A_{s,dbmin}$ мәні 0,1%-ға тең деп, алайда әрбір жазықтық үшін және кез-келген бағытта кемінде $150 \text{ мм}^2/\text{м}$ тең деп қабылданады.

9.16.2 Торлардың екі көршілес сырықтың арасындағы қашықтық қабырға-арқалықтың қос қалыңдығынан немесе 300 мм аспауы керек.

9.16.3 Есептік модельден қаралған тартпаға сәйкес келетін арматура, егер торап пен арқалық ұшының арасындағы қолжетімді ұзындық анкерлеудің талап етілетін ұзындығын қамтамасыз етпесе, майыстыру жолымен, U тәрізді қамыттарды пайдалану жолымен немесе анкерлік құрылғылар көмегімен тораптың тепе-теңдігі үшін толық анкерленуі керек.

9.17 Арматураның және қалау бөлшектерінің дәнекерлік қосылыстары

9.17.1 Дәнекерлеу қосылыстарын жобалау кезінде металдың дәнекерленуін, технологиялық жабдықтардың болуын, қосылу сапасын бақылау мүмкіндігін, жүктеме салу түрін және тәсілін ескеретін нормативтік құжаттар мен жұмыс сызбаларын басшылыққа алуы керек.

9.17.2 Арматуралық сырықтарды дәнекерлеудің тәсілдері 9.12-кестеге, ал талаптары EN 10080 сәйкес болуы керек.

9.17.3 Барлық дәнекерлеу жұмыстары EN ISO 17660 сәйкес жүргізілуі керек.

9.17.4 Дәнекерленетін болат торлардың анкерлеу ұзындығы бойынша дәнекерлеу қосылыстардың беріктілігі есептік күштерді қабылдауға жеткілікті болуы керек.

9.17.5 Дәнекерленген болат тордың дәнекерлеу қосылыстырының беріктігі, егер әрбір қосылыс қиысудың номиналдық ауданына көбейтілген арматура ағымының сипаттамалық шегіне тең күштен кемінде 25% құрайтын көлденең күшті қабылдағаны жеткілікті болып саналады. Егер түрлі диаметрдегі сырықтар дәнекерленсе, онда осы күш үлкен сырықтың ауданы бойынша анықталады.

Арматураның (негізгі типтері) дәнекерлеу қосылыстарын орындау тәсілдерін 9.13-кесте бойынша қабылдауға кепілдеме беріледі.

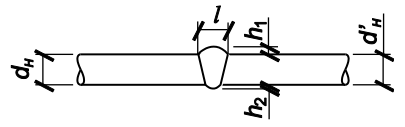
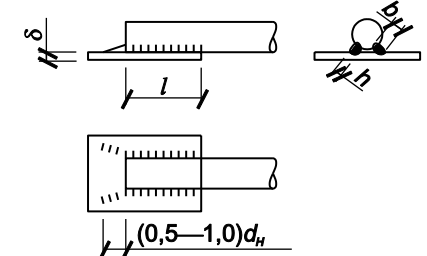
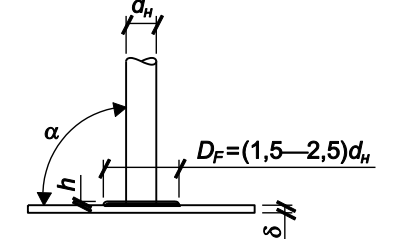
9.12-кесте – Дәнекерлеудің рұқсатты тәсілдері мен қолдану мысалдары

Жүктеменің түрі	Дәнекерлеу тәсілі	Созылған сырықтар ¹⁾	Қысылған сырықтар ¹⁾
Айрықша статикалық емес жүктеме (сонымен қатар 6.8.1 (2) қар.)	Балқыту арқылы түйістіріп дәнекерлеу	Түйіскен қосылыс	
	Қолмен доғалық дәнекерлеу	-	Ø≥ 14 мм түйіскен қосылыс
	Белсенді қорғаныс газдарында дәнекерлеу ²⁾	-	Ø≥14 мм түйіскен қосылыс
	Нүктелік байланыстық дәнекерлеу	Сокқылап қосу ⁴⁾ Крест тәрізді қосылыс ^{2), 4)}	
Айрықша статикалық жүктеме (сонымен қатар 6.8.2 (2) қар.)	Балқыту арқылы түйістіріп дәнекерлеу	Түйістіріп қосу	
	Қолмен доғалық дәнекерлеу және металл электродпен доғалық дәнекерлеу	Ø≥20 мм түйіскен қосылыс, қаптамамен түйістіріп қосу, сокқылап қосу, крест тәрізді қосылыс ³⁾ , басқа болат бөлшектермен қосу	
	Белсенді қорғаныс газдарында дәнекерлеу ²⁾	Қаптамамен түйістіріп қосу, сокқылап қосу, крест тәрізді қосылыс ³⁾ , басқа болат бөлшектермен қосу	
		-	Ø≥20 мм түйіскен қосылыс
	Үйкеліс арқылы дәнекерлеу	Сокқылап қосу, басқа болат бөлшектермен қосу	
	Нүктелік байланыстық дәнекерлеу	Сокқылап қосу ⁴⁾ Крест тәрізді қосылыс ^{2), 4)}	
¹⁾ Шамамен бірдей диаметрлі сырықтарды ғана дәнекерлеуге жол беріледі. ²⁾ Түйісетін сырықтардың диаметрлерінің рұқсатты қатынасы 0,57 артық немесе тең. ³⁾ Ø≤16 мм күш түсетін қосылыстарға арналған. ⁴⁾ Ø≤ 20 мм күш түсетін қосылыстарға арналған.			

9.13-кесте – Арматураның дәнекерлік қосылыстарының негізгі типтері

Дәнекерлеудің түрі мен сипаты	Қосылыстың конструктивтік шешімі	Арматура класы	d_n , мм	$l=l_n$	b , мм	h , мм	Қосымша деректер
1 Қосымша технологиялық элементсіз доғалық қолмен дәнекерлеу		St400, St500	10-25	$8d_n$	$0,5d_n$, бірақ ≥ 8	$0,25d_n$, бірақ ≥ 4	St240 класты арматураның қосылыстары үшін $l_n = 4d_n$ екі жақтық жіктерге жол беріледі
2 Сырықтардан жасалған қаптамасы бар доғалық қолмен дәнекерлеу		St400, St500	10-40	$8d_n$	$0,5d_n$, бірақ ≥ 8	$0,5d_n$, бірақ ≥ 4	St240 класты арматураның қосылыстары үшін $l_n = 4d_n$ бар екі жақтық жіктерге жол беріледі
3 Жылжыған қаптамасы бар доғалық қолмен дәнекерлеу		St400, St500	10-32	$10d_n$	$0,5d_n$, бірақ ≥ 8	$0,5d_n$, бірақ ≥ 4	—

9.13-кесте – Арматураның дәнекерлік қосылыстарының негізгі типтері (жалғасы)

4 Инвентарлық формадағы ванналық бір электродтық дәнекерлеу		St400, St500	20-40		—	$h_1 \leq 0,05d_n$ $h_2 \leq 0,05d_n$	$d'_n/d_n = 0,5—1,0$
5 Жіктермен доғалық қолмен дәнекерлеу		St400, St500	10-40	$4d_n$	$0,5d_n$, бірақ ≥ 8	$0,25d_n$, бірақ ≥ 4	$\delta \geq 0,4d_n$, бірақ ≥ 5
6 Отыратын металы жоқ флюс астындағы кіші механизациялы доғалық қолмен дәнекерлеу		St400, St500	8-40	$\delta/d_n \geq 0,65$	—		$\delta \geq 6$ $\alpha = 85^\circ—90^\circ$
ЕСКЕРТПЕ Дәнекерлік қосылыстың басқа түрлерін ЕН талаптарына сай жобалауға және зауыттық жағдайларда орындауға кепілдеме беріледі							

А ҚОСЫМШАСЫ (міндетті)

Жүктемелер мен әсер етудің есептік қиысулары

А.1 Ауыспалы жүктемелер олардың Q_k сипаттық мәндерімен анықталады. Жүктемелердің қиысуын құрастырған кезде, ауыспалы жүктемелер Q_k сипаттық мәндерімен немесе ψ_i қиыстыру коэффициентіне көбейтудің төмендетілген жолымен ескерілуі мүмкін.

Бұл мәндер:

$\psi_0 \cdot Q_k$ – қиыстырылған мән;

$\psi_1 \cdot Q_k$ – жеке мән;

$\psi_2 \cdot Q_k$ – квазитұрақты мән болып анықталады.

ψ_i қиыстыру коэффициенттерінің мәндері А.1-кестеде берілген.

А.1-кесте – Ғимараттарға арналған ψ_i қиыстыру коэффициенттерінің мәндері

Жүктемелер мен әсер етулер	Көрсетілген коэффициенттердің мәндері		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ғимараттардағы қосымшаланған жүктемелер (санаттарын ҚР ҚН EN 1991-1-1 қар.): А санаты: тұрғын үй-жайлар (тұрғын ғимараттардың пәтерлері, мектепке дейінгі мекемелер мен мектеп-интернаттардың жатын үй-жайлары, демалыс үйлері мен пансионаттардың, жатақханалар мен қонақ үйлердің тұрғын үй-жайлары, ауруханалар мен санаторийлердің палаталары, террасалар)	0,7	0,5	0,3
В санаты: кеңселік, зертханалық және техникалық үй-жайлар (әкімшілік, инженерлік-техникалық қызметтік үй-жайлар, ұйымдар мен мекемелердің ғылыми қызметкерінің қызметтік үй-жайлары, өнеркәсіптік кәсіпорындар мен қоғамдық ғимараттар мен имараттардың тұрмыстық үй-жайлары, кәсіпорындардың тұрмыстық қызмет ету үй-жайлары, техникалық қабаттар)	0,7	0,5	0,3
С санаты: адамдардың жиналуы ықтимал үй-жайлар: С1 Білім беру мекемелерінің сыныптық үй-жайлары, денсаулық сақтау мекемелерінің кабинеттері мен зертханалары, білім беру, ғылым мекемелерінің зертханалары, электрондық-есептеу машиналарының үй-жайлары, қоғамдық ғимараттардың ас үйлері С2 Залдар: оқу, түскі ас (кафе, мейрамхана, асханаларда), жиналыс, күту, көрермен, концерт, спорт, көрме және экспозициялық залдар С3 Вестибюльдер, фойе, дәліздер (оларға қарасты өтпелермен бірге), А, В, С санатты үй-жайларға жанасатын баспалдақтар, балкондар, лоджиялар С4 Көрермен имараттарының сахналары мен спорттық имараттардың трибуналары	0,7	0,7	0,6
Д санаты: Сауда алаңдары	0,7	0,7	0,6

А.1-кесте – Ғимараттарға арналған ψ_i қиыстыру коэффициенттерінің мәндері
(жалғасы)

Жүктемелер мен әсер етулер	Көрсетілген коэффициенттердің мәндері		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Есанаты: Қоймалық алаңдар, кітап қоймалары, мұрағаттар	1,0	0,9	0,8
Ғсанаты: а) көліктік құралдың 30 кН асатын салмағы б) сол сияқты, 30 кН асатын, 160 кН аз емес салмағы кезіндегі көліктік өтпе жолдар	0,7 0,7	0,7 0,5	0,6 0,3
Нсанаты: Шатырлар*	0,7	0	0
Ғимаратқа түсетін қар жүктемесі (ҚР ҚН EN 1991-1-3 қар.) $s_k < 2,75 \text{ кН/м}^2$ $s_k \geq 2,75 \text{ кН/м}^2$	0,7 0,7	0,4 0,5	0,2 0,3
Ғимаратқа түсетін жел жүктемесі (ҚР ҚН EN 1991-1-4 қар.)	0,6	0,2	0
Ғимаратқа түсетін температуралық жүктемелер (өрттерден басқа) (ҚР ҚН EN 1991-1-5 қар.)	0,6	0,5	0
5 Крандық жүктемені қоса, басқа жүктемелер: а) 4К-6К крандарының жұмысының тәртібінің топтары үшін** б) сол сияқты 7К в) сол сияқты 8К	0,8 0,8 0,8	0,7 0,7 0,7	0,5 0,6 0,7
* Сонымен қатар ҚР ҚН EN 1991-1-1 3.3.2(1) тармағын қар. ** Кран жұмысының тәртіптерінің топтары МемСТ 25546 бойынша берілген			

А.2 Жүктемелердің F_d есептік мәндерін олардың F_k сипаттық мәндерін, мәндері А.2-кестеде берілген, жүктеме бойынша қауіпсіздіктің γ_F жеке коэффициентіне көбейту жолымен анықтау керек:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k. \quad (\text{А.1})$$

Тұрақты жүктемелер үшін:

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k. \quad (\text{А.2})$$

Ауыспалы жүктемелер үшін:

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \text{ немесе } Q_d = \gamma_Q \cdot \psi_i \cdot Q_k. \quad (\text{А.3})$$

Апаттық жүктемелер үшін (егер тікелей A_d белгіленбесе): $A_d = \gamma_A \cdot A_k$.

А.2-кесте – Жүктемелерге арналған қауіпсіздіктің γ_F жеке коэффициенттерінің мәндері

Әсер етуден болатын әсер	Көрсетілген жүктемелер кезіндегі қауіпсіздіктің γ_F жеке коэффициенті		
	$\gamma_G \cdot G_k$ тұрақты	$\gamma_Q \cdot Q_k$ ауыспалы	A_k, γ_A апаттық
Жағымсыз	1,35	1,50	Тиісті есептік
Жағымды	1,00	0,00	жағдайлар үшін

А.3 Негізгі және апаттық қиыстыруда қолданылатын жүктемелердің есептік мәндерін А.3-кесте бойынша қабылдау керек.

А.3-кесте – Негізгі және апаттық қиыстыруда қолданылатын жүктемелердің есептік мәндері

Есептік қиыстыру	Жүктеме			
	G_d тұрақты	Ауыспалы		Апаттық
		Өзінің сипаттық мәндері бар, басымдылықты	Өзінің қиыстырулық мәндері бар, ілеспелі	
Негізгі	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k$	—
Апаттық	$\gamma_{GA} \cdot G_k$	$\psi_1 \cdot Q_k$	$\psi_2 \cdot Q_k$	$\gamma_A A_k^*$
* Егер тікелей A_d белгіленбеген болса				

А.4 Конструкцияны күш түсетін қабілеттілік бойынша есептеу кезінде жүктемелердің төменде көрсетілген қиыстыруларын қабылдау керек:

а) көп рет қайталанатын жүктемелер немесе алдын-ала кернеудің күшейтуінің әрекетінен басқа, тұрақты және өтпелі есептік жағдайларда мыналардың ең жағымсыз қиыстыруы:

- бірінші негізгі қиыстыру

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (A.4)$$

- екінші негізгі қиыстыру

$$\sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (A.5)$$

б) апаттық қиыстыру

$$\sum_j (\gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j}) + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (A.6)$$

мұнда

$G_{k,j}$ —тұрақты жүктеменің сипаттық мәндері;

$Q_{k,1}$ —басыңқы ауыспалы жүктеменің сипаттық мәні;

$Q_{k,i}$ —ілеспелі ауыспалы жүктеменің сипаттық мәндері;

A_d —апаттық әсер етудің есептік мәндері;

$\gamma_{G,j}$ —тұрақты жүктемеге арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

$\gamma_{GA,j}$ —апаттық қиыстыруға арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

$\gamma_{Q,i}$ —ауыспалы жүктемеге арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

$\psi_{0,i}, \psi_{1,1}, \psi_{2,i}$ —А.1-кестесі бойынша қабылданатын қиыстырулардың коэффициенттері;

ξ —0,85 тең етіп қабылданатын жағымсыз қолданыстағы тұрақты жүктемеге арналған азайту коэффициенті.

Конструкцияны күш түсетін қабілеттілік бойынша есептеу кезінде жүктемелердің әрекетінің ұзақтығының ықпалын есептеу үшін мына квазитұрақты қиыстыруды қабылдау керек:

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (A.7)$$

A.5 Конструкцияны пайдалануға беру жарамдылығы бойынша есептеу кезінде жүктемелердің төменде көрсетілген қиыстыруларын қабылдау керек:

- қиыстырулық қиыстыру

$$\sum_j (G_{k,j}) + Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}); \quad (\text{A.8})$$

- жеке қиыстыру

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.9})$$

- квазитұрақтықиыстыру

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}). \quad (\text{A.10})$$

Пайдалануға беру жарамдылығының шекті жағдайлары бойынша есептеуде, егер ол осы құралдың қосымша талаптарымен белгіленбеген болса, ең жағымсыз әсерді беретін қиыстыруды қабылдау керек.

Б ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

Арматура кластарының белгілерінің сәйкестігі**Б.1-кесте**

Осы НТҚ бойынша арматураның класы	ҚНЖЕ 2.03.01 №4 өзгертуіне сәйкес белгісі	ҚНЖЕ 2.03.01 сәйкес белгісі	НТҚ бойынша арматураның сапасын регламенттейтін құжат	Арматураның түрі мен бейіні
St 400	A 400	A-III	МемСТ 5781	Кезеңдік сақиналық бейіннің сырықтық
		-	МемСТ 10884 ҚР СТ 1704	Сақиналық немесе орақ тәрізді бейіннің сырықтық
St500	A500	-	МемСТ 10884 ҚР СТ 1704	Сақиналық немесе орақ тәрізді бейіннің сырықтық
		-	ТУ 14-1-5254-2006 ТУ 14-1-5526-2006 СТО АСЧМ 7-93	Орақ тәрізді бейіннің сырықтық
	Bp-I	Bp-I	МемСТ 6727 ҚР СТ 1704	Майысуы бар сымдық

Б.1-кестеде сырықтық арматураның нақты түрі (ыстық илемді, термо-механикалық беріктелген) көрсетілмейді, оны белгілеу кезінде ыстық илемді арматураның тиісті класының белгісі (мысалы, А400 класы ретінде А400, Ат400, Ат400К, Ат400СК кластарының арматурасы белгіленеді) қолданылады. Осы құрал бойынша арматураны оның диаметрі мен класы көрсетілгеннен кейін белгілеу кезінде арматураның сапасын регламенттейтін стандарт бойынша арматураның белгісін көрсету керек, мысалы, 12 мм диаметрлі St400 класының арматурасының белгісі – Ø12 St400 (A400 МемСТ 5781).

В ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

Беріктілікті есептеудің тәжірибелік әдістері

В.1-кесте – Бір арматуралы бар тікбұрышты қиысудың майысатын элементтерінің беріктілігін есептеуге арналған

CC1,3/1,5-CC13/15			$a_m = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$ $M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ $A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$		
a_m	$\xi = \frac{x}{d}$	$\zeta = \frac{z}{d}$	a_m	$\xi = \frac{x}{d}$	$\zeta = \frac{z}{d}$
0,01	0,030	0,990	0,21	0,296	0,877
0,02	0,044	0,985	0,22	0,312	0,870
0,03	0,055	0,980	0,23	0,329	0,863
0,04	0,066	0,976	0,24	0,346	0,856
0,05	0,076	0,971	0,25	0,364	0,849
0,06	0,086	0,967	0,26	0,382	0,841
0,07	0,097	0,962	0,27	0,400	0,834
0,08	0,107	0,956	0,28	0,419	0,826
0,09	0,118	0,951	0,29	0,438	0,818
0,10	0,131	0,946	0,296	0,450	0,813
0,11	0,145	0,940	0,30	0,458	0,810
0,12	0,159	0,934	0,31	0,478	0,801
0,13	0,173	0,928	0,32	0,499	0,793
0,14	0,188	0,922	0,33	0,520	0,784
0,15	0,202	0,916	0,34	0,542	0,774
0,16	0,217	0,910	0,35	0,565	0,765
0,17	0,232	0,903	0,36	0,589	0,755
0,18	0,248	0,897	0,37	0,614	0,745
0,181	0,250	0,896	0,371	0,617	0,743
0,19	0,264	0,890	0,38	0,640	0,734
0,20	0,280	0,884	0,39	0,667	0,723

В.2-кесте – $\alpha_{m,lim}$ шамасының шекті мәндері

Арматура класы	Бетонның көрсетілген класы кезіндегі $\alpha_{m,lim}$ шекті мәндері					
	CC1,3/1,5	CC1,7/2,0	CC2,2/2,5	CC4,5/5	CC9/11	CC13/15
St400	0,20	0,25	0,35	0,40	0,45	0,50
St500	0,16	0,20	0,28	0,32	0,36	0,40

ЕСКЕРТПЕ бетонның аралық кластары үшін $\alpha_{m,lim}$ мәндерін интерполяция бойынша қабылдау керек.

А. Бір арматуралы бар тікбұрышты қиысудың майысатын элементтерінің беріктілігін есептеудің тәртібі

1. Төмендегіні есептеу керек:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

мұнда $M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$;

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\alpha_{cc} = 0,85; \gamma_c = 1,5$$

2. Егер коэффициенттің α_m шамасы В.2-кестесінде берілген ең үлкен $\alpha_{m,lim}$ мәндерінен асып кетсе, онда бетонның беріктігін өсіру немесе элементтің қиысу өлшемдерін ұлғайту керек.

3. $\xi = \frac{x}{d}$ және $\zeta = \frac{x}{d}$ В.1-кестесі бойынша табу немесе мына формулалар бойынша есептеу керек:

$$\zeta = \frac{z}{d} = \frac{1 + \sqrt{(1 - 3,53 \cdot \alpha_m)}}{2}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = 2,5(1 - \zeta)$$

4. $z = d \cdot \zeta$ есептеу керек.

5. Созылған арматураның талап етілген есептік ауданын анықтау керек:

$$A_s = \frac{M_{ed}}{0,87 \cdot z \cdot f_{yk}}$$

6. Осы аудан талап етілген есептік ауданнан кем болмайтындай етіп, арматураның диаметрі мен көлемін таңдау керек.

7. Созылған арматураның таңдалған ауданының арматуралаудың рұқсатты пайызынан (9.11.1.1.3 тармақшасы) асып кетпеуін тексеру керек.

Б. Қос арматуралы майысатын элементтерінің беріктілігін есептеудің тәртібі

1. Төмендегіні есептеу керек:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} - f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \quad \text{B}$$

2. Кейінгі есептеуді жоғарыда көрсетілген **Есептеудің А тәртібі** бойынша орындау керек.

Г ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық)

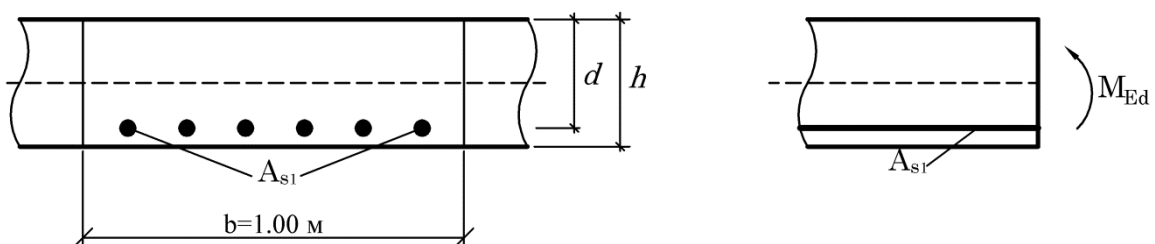
ЕСЕПТЕУДІҢ МЫСАЛДАРЫ

1-МЫСАЛ Бір арматуралы майысатын тақтайшаны есептеу

Берілгені: $h = 200$ мм арқалықтық жазық тақтайша; $c_1 = 30$ мм; D1000 маркалы, СС11/12,5 класының табиғи қатуы бар ұяшықты бетоны ($f_{ck} = 11$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 11 / 1,5 = 6,23$ МПа). St400 класының арматурасы ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348$ МПа).

Ені 100 см тақтайшаға $M_{Ed} = 25$ кН·м майысу сәті әсер етеді (Г.1-сурет).

Талап етілгені: Бойлық арматураның ауданын анықтау.



Г.1-сурет – Тақтайшаның көлденең қиысуы

Шешімі: Қиысуда әрекет ететін майысатын сәт:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} = 25 \text{ кН·м} \quad (N_{Ed} = 0)$$

Коэффициенттің мәнін анықтаймыз:

$$\alpha_m = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (\text{В қосымшасының В.1-кестесін қар.}) \quad (\text{Е.1})$$

В қосымшасының В.1-кестесі бойынша ζ және ξ табамыз.

Созылған арматураның талап етілген ауданын есептейміз:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) \quad (\text{Е.2})$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{25 \cdot 10^3}{6,23 \cdot 1,00 \cdot 0,17^2} = 0,139 \leq \alpha_{m,lim} = 0,45 \quad (\text{В қосымшасының В.2-кестесін қар.})$$

$$m_{\text{ндад}} = h - c_1 = 20 - 3 = 17 \text{ см.}$$

$$\text{В қосымшасының В.1-кестесі бойынша } \zeta = \frac{z}{d} = 0,923, \quad z = 0,923 \cdot 0,17 = 0,157 \text{ м.}$$

Созылған арматураның талап етілген ауданы:

$$A_s = \frac{M_{ed}}{0,87 \cdot z \cdot f_{yk}} = 25 / (0,157 \cdot 348) = 4,58 \text{ см}^2 \quad (\rho_1 = 0,27\% \leq 2\%)$$

Келесілерді қабылдаймыз: тақтайшаның 100 см – 6Ø10 St400 ($A_{s1} = 4,72 \text{ см}^2$).

2-МЫСАЛ Бір арматуралы майысатын арқалықты есептеу

Берілгені: $b = 300$ мм қиысуы бар арқалық; $h = 600$ мм; $c_1 = 40$ мм; D1100 маркалы, СС13/15 класының табиғи қатуы бар ұяшықты бетоны ($f_{ck} = 13$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 13 / 1,5 = 7,37$ МПа). St400 класының арматурасы ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348$ МПа).

Арқалыққа $M_{Ed} = 150$ кН·м майысу сәті әсер етеді.

Талап етілгені:Бойлық арматураның ауданын анықтау.

Шешімі: Қиысуда әрекет ететін майысатын сәт:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} = 150 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (N_{Ed} = 0)$$

Коэффициенттің мәнін анықтаймыз:

$$\alpha_m = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{150 \cdot 10^3}{7,37 \cdot 0,30 \cdot 0,56^2} = 0,216 \leq \alpha_{m,lim} = 0,5$$

(В қосымшасының В.2-кестесін қар.)

$$m_{\text{ндад}} = h - c_1 = 60 - 4 = 56 \text{ см.}$$

$$\text{В қосымшасының В.1-кестесі бойынша } \zeta = \frac{z}{d} = 0,874, z = 0,874 \cdot 0,56 = 0,49 \text{ м.}$$

Созылған арматураның талап етілген ауданы:

$$A_s = \frac{M_{ed}}{0,87 \cdot z \cdot f_{yk}} = 150 / (0,87 \cdot 0,49 \cdot 348) = 8,85 \text{ см}^2 (\rho_1 = 0,53\% \leq 2\%)$$

Келесілерді қабылдаймыз: 3Ø20 St400 ($A_{s1} = 9,42 \text{ см}^2$) созылған арматура.

3-МЫСАЛҚос арматуралы майысатын арқалықты есептеу

Берілгені: $b=300 \text{ мм}$, $h=700 \text{ мм}$ қиысуы бар арқалық; $c_1 = 50 \text{ мм}$; $c_2 = 50$. D1200 маркалы, СС13/15 класының табиғи қатуы бар ұяшықты бетоны ($f_{ck} = 13 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 13 / 1,5 = 7,37 \text{ МПа}$). St400 класының арматурасы ($f_{yk} = 400 \text{ МПа}$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ МПа}$). 3Ø20 St400 ($A_{s2} = 9,425 \text{ см}^2$) қысылған арматура.

Арқалыққа $M_{Ed} = 450 \text{ кН} \cdot \text{м}$ майысу сәті әсер етеді.

Талап етілгені:Бойлық арматураның ауданын анықтау.

Шешімі: Қиысуда әрекет ететін майысатын сәт:

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} = 450 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (N_{Ed} = 0)$$

Коэффициенттің мәнін анықтаймыз:

$$\alpha_m = \frac{M_{Eds} - f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1)}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{450 \cdot 10^6 - 348 \cdot 9,425 \cdot (650 - 50)}{0,85 \cdot 7,37 \cdot 300 \cdot 650^2} = 0,319 \leq \alpha_{m,lim} = 0,5$$

(В қосымшасының В.2-кестесін қар.)

$$m_{\text{ндад}} = h - c_1 = 70 - 5 = 65 \text{ см.}$$

$$\text{В қосымшасының В.1-кестесі бойынша } \zeta = \frac{z}{d} = 0,794, z = 0,794 \cdot 0,65 = 0,516 \text{ м.}$$

Созылған арматураның талап етілген ауданы:

$$A_{s2} = \frac{M_{Eds} - f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1)}{z \cdot f_{ys}} = \frac{450 \cdot 10^6 - 348 \cdot 9,425 \cdot (650 - 50)}{516 \cdot 348} = 11 \text{ см}^2$$

$$(\rho_1 = 0,56\% \leq 2\%)$$

Келесілерді қабылдаймыз: 3Ø22 St400 ($A_{s1} = 11,4 \text{ см}^2$) созылған арматура.

4-МЫСАЛБағанның беріктілігін есептеу

Берілгені: қиысудың $b = 400 \text{ мм}$, $h = 400 \text{ мм}$; $c_1 = c_2 = 40 \text{ мм}$ өлшемдері бар рамалық қаңқалы орташа қабаттың бағаны. D1200 маркалы, С13/15 класының бетоны ($f_{ck} = 13 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 13 / 1,5 = 7,37 \text{ МПа}$, $E_{cm} = 9,3 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$). St400 класының арматурасы ($f_{yk} = 400 \text{ МПа}$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; созылған арматураның қиысу ауданы – $A_{s1} = A_{s2} = 1232 \text{ мм}^2$ (2Ø25); тірелетін қиысудағы бойлық күш пен майысатын сәттер – $N_v = 350 \text{ кН}$, $M_v = 80 \text{ кН} \cdot \text{м}$, әсер етудің квазитұрақты қиысуының әрекеттерінен $N_l = 320 \text{ кН}$, $M_l = 50 \text{ кН} \cdot \text{м}$; ауыспалы (желдік) әсер етуден $N_h = 40 \text{ кН}$, $M_h = 23 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Талап етілгені:бағанның тірелетін қиысуының беріктілігін тексеру.

Есептеу: $d = 400 - 40 = 360$ мм.

Әсер етуден болатын жалпы күшейту мыналарға тең:

$$M = M_v + M_h = 80 + 23 = 103 \text{ кН} \cdot \text{м}, N = N_v + N_h = 350 + 40 = 390 \text{ кН}.$$

Созылған арматураға қатысты M_1 және M_{1l} сәттерін анықтаймыз:

$$M_1 = M + N \frac{(d - c_2)}{2} = 103 + 390 \frac{(0,36 - 0,04)}{2} = 137,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{(d - c_2)}{2} = 23 + 320 \frac{(0,36 - 0,04)}{2} = 74,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Сонда $\varphi_l = 1 + M_{1l}/M_1 = 1 + 74,2/137,2 = 1,54$ шығады.

Қиысудың беріктілігін тексереміз:

$$\alpha_n = \frac{N}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{390000}{7,37 \cdot 400 \cdot 360} = 0,367 \leq \zeta_{lim} = 0,5 (\text{В.2-кестені қар.}).$$

Сәйкесінше $x = \alpha_n \cdot d = 0,36 \cdot 460 = 169$ мм.

$$\begin{aligned} f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0,5\lambda x) + (f_{ydc} \cdot A_{s2} - N/2) \cdot (d - c_1) = \\ = 7,37 \cdot 400 \cdot 0,8 \cdot 169 \cdot (360 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 169) \\ + (348 \cdot 1232 - 390000/2)(360 - 40) = 22,05 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 220,5 \text{ кНм} > M \\ = 137,2 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

яғни, қиысу беріктілігі қамтамасыз етілген.

5-МЫСАЛ Баған арматурасының қиысуын тандау

Берілгені: қиысудың $b = 400$ мм, $h = 400$ мм; $c_1 = c_2 = 40$ мм өлшемдері бар рамалық қаңқалы орташа қабаттың бағаны. D1200 маркалы, C13/15 класының ұяшықты бетоны ($f_{ck} = 13$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 13 / 1,5 = 7,37$ МПа, $E_{cm} = 9,3 \cdot 10^4$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$). St400 класының арматурасы ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа; тірелетін қиысудағы бойлық күш пен майысатын сәттер: әсер етудің негізгі қиыстыруынан $N_v = 450$ кН, $M_v = 90$ кН м, әсер етудің квазитұрақты қиысуының әрекеттерінен $N_l = 420$ кН, $M_l = 50$ кНм; ауыспалы (желдік) әсер етуден $N_h = 30$ кН, $M_h = 14$ кН м.

Талап етілгені: арматураның қиысу ауданын анықтау.

Есептеу: $d = 400 - 40 = 360$ мм.

Әсер етуден болатын жалпы күшейту келесілерге тең:

$$M = M_v + M_h = 90 + 14 = 104 \text{ кН} \cdot \text{м}, N = N_v + N_h = 450 + 30 = 480 \text{ кН}.$$

Созылған арматураға қатысты M_1 және M_{1l} сәттерін анықтаймыз:

$$M_1 = M + N \frac{(d - c_2)}{2} = 104 + 480 \frac{(0,36 - 0,04)}{2} = 180,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{(d - c_2)}{2} = 50 + 420 \frac{(0,36 - 0,04)}{2} = 117,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Сонда $\varphi_l = 1 + M_{1l}/M_1 = 1 + 117,2/180,8 = 1,648$ шығады.

Келесілерді есептейміз:

$$\alpha_n = \frac{N}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{480000}{7,37 \cdot 400 \cdot 360} = 0,452 \leq \zeta_{lim} = 0,5 (\text{В.2-кестені қар.}).$$

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N(d - c_2)}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{104 \cdot 10^6 + 480000 \cdot (360 - 40) / 2}{0,85 \cdot 7,37 \cdot 400 \cdot 360^2} = 0,556$$

$$\delta = \frac{c_2}{d} = \frac{40}{360} = 0,111$$

Симметриялық арматураның қиысуының талап етілген ауданын анықтаймыз:

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} \cdot \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta} = \frac{0,85 \cdot 7,37 \cdot 400 \cdot 360}{348} \cdot \frac{0,556 - 0,452(1 - 0,452 / 2)}{1 - 0,111} = 601 \text{ мм}^2$$

$$\mu = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{b \cdot h} = \frac{601 + 601}{400 \cdot 400} = 0,0075 \leq 0,02$$

$A_{s1} = A_{s2} = 6,283 \text{ мм}^2$ (2Ø20) бойлық симметриялық арматураны таңдаймыз.

6-МЫСАЛ Тақтайшаның көлденең күш бойынша беріктілігін тексеру

Берілгені: Арақабырғаның $L = 5,5 \text{ м}$ аралығы бар темірбетон тақтайшасы. $b = 1000 \text{ мм}$, $h = 200 \text{ мм}$; $c_1 = 30 \text{ мм}$ өлшемдері бар тікбұрышты қиысу. СС9/10 класының дұрыс бетоны; $f_{ck} = 9 \text{ МПа}$; $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 9 / 1,5 = 5,1 \text{ МПа}$. St500 класының бойлық арматурасы; $f_{yk} = 400 \text{ МПа}$; $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ МПа}$. Қарастыратын қиысудан ары қарай кемінде $(l_{bd} + d)$ соғылған тіректегі созылған арматураның $A_{s1} = 4,712 \text{ см}^2$ (6Ø10) қиысу ауданы; ауыспалы бірқалыпты бөлінген жүктеме $-q_k = 3 \text{ кН/м}$, тұрақты жүктеме $-g_k = 2,5 \text{ кН/м}$.

Талап етілгені: Қиысудың көлденең арматура жоқ кезде көлденең күштердің әрекетіне беріктілігін тексеру (фермендік аналогия әдісін қолдану).

Есептеу:

Есептік қиысуды тіректен $a_w = d_z = 170 \text{ мм}$ қашықтықта белгілейміз. Тақтайшаның ригельге сүйенуінің есептік аймағы – 80 мм . Осы қиысудағы V_{Ed} көлденең күшті көлденең күштердің эпюрасы бойынша анықтаймыз.

Сол жақ тіректегі көлденең күшейту:

$$V_{d,li} = (\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k) \cdot l / 2 = (1,35 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 3) \cdot 5,5 / 2 = 21,65 \text{ кН}.$$

$$V_{Ed} = V_{d,li} - (0,08 + 0,17) \cdot (1,35 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 3) = 21,65 - 1,97 = 19,68 \text{ кН}.$$

мұнда $\gamma_g = 1,35$, $\gamma_q = 1,5$ – жүктемелер бойынша қауіпсіздіктің коэффициенттері.

Қиысу көлденең арматурасыз қабылдайтын $V_{Rd,c}$ есептік көлденең күшті мына формула бойынша анықтаймыз:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

$$\text{бірақ } V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН кем емес};$$

$$\text{мұнда } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2,085, \text{ сөйтіп } k = 2 \text{ қабылдаймыз.}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{471}{1000 \cdot 170} = 0,0028 \leq 0,02;$$

$$d = h - c_1 = 200 - 30 = 170 \text{ мм};$$

$$V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d = \left(0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 9^{\frac{1}{2}} \right) \cdot 1000 \cdot 170 = 50,49 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) 2 (100 \cdot 0,0028 \cdot 9)^{\frac{1}{3}} \right] 1000 \cdot 170 = 23120 \text{ Н} = 23,12 \text{ кН} > V_{Ed} = 19,68 \text{ кН}.$$

Шарт орындалады, қиысудың беріктілігі қамтамасыз етілді.

7-МЫСАЛ Арқалықтағы көлденең арматураны анықтау

Берілгені: Аракабырғаның $L = 5,5$ м аралығы бар, еркін тірелген темірбетон арқалығы. $b = 300$ мм, $h = 500$ мм; $c_1 = 40$ мм; $c_2 = 30$ мм өлшемдері бар тікбұрышты қиысу. В1100 маркалы, С11/12,5 класының ұяшықты бетоны; $f_{ck} = 11$ МПа; $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 11 / 1,5 = 6,23$ МПа. St240 класының көлденең арматурасы ($f_{yk} = 240$ МПа, $f_{ywd} = 167$ МПа). St400 класының бойлық арматурасы ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$); созылған арматураның қиысуының $A_{s1} = 509$ мм² (2Ø18) ауданы; бірқалыпты бөлінген тұрақты жүктеме $-q = 30$ кН/м, ауыспалы жүктеме $-g = 14$ кН/м.

Талап етілгені: Көлденең арматураның ауданы мен қадамын анықтау (фермендік аналогия әдісін қолдану).

Есептеу: ішінде көлденең арматуралауды есептеу бойынша белгілеу керек телімнің ұзындығын көлденең күштердің эпюрасы бойынша анықтаймыз:

$$V_{d,li} = (\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k) \cdot l / 2 = (1,35 \cdot 14 + 1,5 \cdot 30) \cdot 5,5 / 2 = 175,7 \text{ кН.}$$

$$V_{Ed} = V_{d,li} - 0,46 \cdot (1,35 \cdot 14 + 1,5 \cdot 30) = 175,7 - 29,3 = 146,3 \text{ кН.}$$

Ол үшін бетон қабылдай алатын көлденең күшті мына формула бойынша анықтаймыз:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН;}$$

$$\text{бірақ } V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН кем емес;}$$

$$\text{мұнда } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{460}} = 1,66;$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{509}{200 \cdot 460} = 0,0055 \leq 0,02;$$

$$d = h - c_1 = 500 - 40 = 460 \text{ мм;}$$

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 1,66 \cdot (100 \cdot 1,66 \cdot 9)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 300 \cdot 460 = 58794 \text{ Н} = 59 \text{ кН;}$$

$$V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d = \left(0,035 \cdot 1,66^{\frac{3}{2}} \cdot 9^{\frac{1}{2}} \right) \cdot 300 \cdot 460 = 31 \text{ кН;}$$

Сөйтіп, телім есептік болып табылады:

$$a_w = (V_{Ed,max} - V_{Rd,c,min}) / (q + g) = (146,3 - 31) / (14 + 30) = 2,62 \text{ м.}$$

Бірінші есептік қиысуды тіректен $d_z = 460$ мм қашықтықта белгілейміз.

Осы қиысудағы көлденең күшейту: $V_{Ed} = 146,3$ кН.

Сызаттың горизонтальға иілудің $\theta = 40^\circ$ бұрышын береміз.

Есептік телімнің ұзындығының шегіде көлденең арматуралауды келесі шарттан есептейміз:

$$V_{Ed} = V_{Rd,sy}; \quad V_{Ed} \leq V_{Rd,max};$$

мұнда $V_{Rd,sy}$ – қиысу көлденең арматуралаумен қабылдайтын есептік көлденең күш –

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot d_z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta.$$

Көлденең арматураның қадамын беріп, көлденең арматурадағы кернеу ағу шегіне жететіндігін ескеріп, көлденең арматураның қиысу ауданын анықтаймыз:

$$f_{sw} = f_{ywd}$$

Көлденең арматураның $s = 100$ мм қадамын қабылдаймыз.

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{d_z \cdot f_{sw} \cdot \cot \theta} = \frac{146,3 \cdot 10^3 \cdot 100}{460 \cdot 167 \cdot \cot 40^\circ} = 248,6 \text{ мм}^2.$$

Келесілерді қабылдаймыз: 2 Ø14, $A_{sw} = 307,9$ мм², $s = 100$ мм.

Осы жерде мына шарттар орындалуы керек:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{ctg\theta + tg\theta} = \frac{0,571 \cdot 6,8 \cdot 300 \cdot 350}{1,192 + 0,839} = 200736 \text{ Н} = 200,7 \text{ кН.}$$

$V_{Ed} = 120 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 133,8 \text{ кН}$ – шарт орындалды.

мұнда: v – бетон беріктілігінің созу жағдайында төмендеуін ескеретін және ауыр бетон үшін төмендегіге тең коэффициент:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{9}{250} \right) = 0,578 \geq 0,5.$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{307,9 \cdot 167}{300 \cdot 100} = 1,71 \text{ МПа}; \quad 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,578 \cdot 6,23 = 1,8 \text{ МПа};$$

$1,71 < 1,8$ – шарт орындалды.

Басқа қиысулар осыған ұқсас жолмен есептелінеді.

8-МЫСАЛ Конструктивтік іс-шаралар арқылы сызатқа төзімділікті қамтамасыз ету

Берілгені: $l_{eff} = 2,87$ месептік аралығы бар, бірқалыпты бөлінген q жүктемесімен жүктелген тікбұрышты қиысудың еркін тірелген арқалығы үшін элементтің бойлық осыне дұрыс сызаттардың ашудың енін тексеру.

Жүктемелердің квазитұрақты қиыстыруынан есептік қиысудағы сәті – $M_{Ed} = 115 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Конструкцияның пайдалануға беру жағдайлары бойынша класы – ХСІ (RH=50%). 8.1-кесте бойынша ХСІ класының сызаттарды ашу енінің шекті рұқсатты ені – $w_{lim} = 0,4 \text{ мм}$.

$300 \times 500 \text{ мм}$, $s=40 \text{ мм}$ қиысудың арқалығы. D1200 маркалы, C13/15 класының ұяшықты бетоны ($f_{ctd} = 1,7 \text{ МПа}$, $f_{ck} = 15 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,0$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 15 / 1,0 = 12,75 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$). Серпінділіктің модулі – $E_{cm} = 9,3 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

St400 класының кезеңдік бейінінің арматурасы ($f_{yk} = 400 \text{ МПа}$; $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$), $A_{s1} = 1257 \text{ мм}^2$ (4Ø20).

Қиысудың жұмыс биіктігі:

$$d = h - c_{cov} - \phi_{sw} - \phi_{12} - \frac{\phi_{20}}{2} = 500 - 40 = 460 \text{ мм}$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{1257}{300 \cdot 460} = 0,0091 \text{ (0,91\%)}$$

Күштердің ішкі жұбының $0,5\% \leq \rho \leq 1,0\%$ иіні кезіндегі St400 класының арматураланған арматураның тікбұрышты формасының қиысуы үшін 8.3-кестесінің деректерін пайдаланып, жеңілдетілген әдістеме бойынша сызаттарды ашу енін тексереміз:

$$z = 0,85d = 0,85 \cdot 460 = 391 \text{ мм.}$$

Созылған арматурадағы кернеулерді мына формула бойынша анықтаймыз:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1} \cdot z} = \frac{115 \cdot 10^6 (\text{Н} \cdot \text{мм})}{1257 \cdot 391} = 234 \text{ Н/мм}^2.$$

8.4-кесте бойынша $\sigma_s = 234 \text{ МПа}$ және $w_{k,lim} = 0,4 \text{ мм}$ кезінде – $\phi_{max} = 20 \text{ мм}$.

Қабылданған диаметр – $\phi = 20 \text{ мм} \leq \phi_{max} = 20 \text{ мм}$, шарт сақталады, яғни, сызаттарды ашу енін есептік жолмен тексеру талап етілмейді.

9-МЫСАЛ Сызаттарды ашудың ені

Берілгені: $l_{\text{eff}} = 5,87$ месептік аралығы бар, бірқалыпты бөлінген q жүктемесімен жүктелген тікбұрышты қиысудың еркін тірелген арқалығы үшін элементтің бойлық осыне дұрыс сызаттардың ашудың енін тексеру.

Жүктемелердің квазитұрақты қиыстыруынан есептік қиысудағы сәті – $M_{Ed} = 180 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Конструкцияның пайдалануға беру жағдайлары бойынша класы – ХСІ (RH=50%). 8.1-кесте бойынша ХСІ класының сызаттарды ашу енінің шекті рұқсатты ені – $w_{\text{lim}} = 0,4 \text{ мм}$.

300x700 мм, $c=40 \text{ мм}$ қиысудың арқалығы. С13/15 класының ұяшықты бетоны ($f_{ctd} = 1,5 \text{ МПа}$, $f_{ck} = 13 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,0$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 13 / 1,0 = 11,05 \text{ МПа}$, $f_{ctm} = 1,7 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$). Серпінділіктің модулі – $E_{cm} = 9,3 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

St400 класының кезеңдік бейінінің арматурасы ($f_{yk} = 400 \text{ МПа}$; $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$), $A_{s1} = 1570 \text{ мм}^2$.

Қиысудың жұмыс биіктігі:

$$d = h - c = 700 - 40 = 660 \text{ мм}$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{1570}{300 \cdot 660} = 0,0079 (0,8\%)$$

Күштердің ішкі жұбының $0,5\% \leq \rho \leq 1,0\%$ иіні кезіндегі St400 класының арматураланған арматураның тікбұрышты формасының қиысуы үшін 8.3-кестесінің деректерін пайдаланып, жеңілдетілген әдістеме бойынша сызаттарды ашу енін тексереміз:

$$z = 0,85d = 0,85 \cdot 660 = 561 \text{ мм}.$$

Созылған арматурадағы кернеулерді мына формула бойынша анықтаймыз:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1} \cdot z} = \frac{300 \cdot 10^6 (\text{Н} \cdot \text{мм})}{1570 \cdot 561} = 340,6 \text{ Н/мм}^2.$$

8.3-кесте бойынша $\sigma_s = 340,6 \text{ МПа}$ және $w_{k, \text{lim}} = 0,4 \text{ мм}$ кезінде – $d_{\text{max}} = 12 \text{ мм}$.

Қабылданған диаметр – $\phi = 20 \text{ мм} > \phi_{\text{max}} = 12 \text{ мм}$, яғни, сызаттарды ашу енін есептік жолмен тексеру керек.

M_{Ed} сәті жүктемелердің квазитұрақты үйлесіміне есептелгендігін ескеріп, сызатты ашудың енін тексеру кезінде серпінділіктік тиімді модулін пайдаланамыз:

$$E_{c, \text{eff}} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_n)}.$$

Ағу коэффициентінің $\varphi(\infty, t_0)$ шекті мәнін 6.1a-суретте берілген номограммадан анықтаймыз.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 700 \cdot 300}{2(700 + 300)} = 210 \text{ мм және } RH = 50\% \text{ кезінде } t_0 = 30 \text{ тәу.} \rightarrow \varphi(\infty, t_0) = 2,8 \text{ үшін}$$

$$E_{c, \text{eff}} = \frac{9,3 \cdot 10^3}{1 + 2,8} = 2,45 \cdot 10^3.$$

$$\text{Келтіру коэффициенті} - a_e = \frac{E_s}{E_{c, \text{eff}}} = \frac{20 \cdot 10^4}{2,45 \cdot 10^3} = 81,6.$$

Сызаты бар қиысу үшін деформациялаудың екі сызықтық диаграммасын пайдалану кезінде x қысылған аймағының биіктігі, жалпы жағдайда, қиысудың қысылған және созылған аймақтарының нейтралдық оське қатысты статикалық сәттерді теңдестіру шартынан табылуы мүмкін:

$$\frac{bx^2}{2} + a_e \rho_2 bd(x - c_1) - a_e \rho_1 bd(d - x) = 0.$$

Сонда

$$x = d \sqrt{\alpha_e^2 (\rho_1 + \rho_2)^2 + 2a_e \left(\rho_1 + \frac{c_1}{d} \rho_2 \right) - a_e (\rho_1 + \rho_2)} \text{ шығады.}$$

Қысылған аймақта есептік арматура жоқ болған кезде – $\rho_2 = 0$.

$$x = d \sqrt{a_e \rho_1 (2 + a_e \rho_1) - \rho_1 a_e}.$$

Мәндерді қойып, келесіні шығарамыз:

$$x = 660 \cdot \sqrt{81,6 \cdot 0,008(2 + 81,6 \cdot 0,008) - 0,008 \cdot 81,6} = 465,6 \text{ мм.}$$

Арматурадағы кернеу:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1} \left(d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{180 \cdot 10^6}{1570 \left(660 - \frac{465,6}{3} \right)} = 268,4 \text{ МПа.}$$

Сызаттарды ашудың есептік енін мына формула бойынша анықтаймыз:

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

мұнда $s_{r,max}$ – төмендегі формуламен анықталатын сызаттардың арасындағы максималдық қашықтық:

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} = 3,4 \cdot 40 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{20}{0,0506} = 135 \text{ мм}$$

көрсетілгендердің кезінде:

$k_1 = 0,8$ – кезеңдік бейіннің сырықтары үшін;

$k_2 = 0,5$ – майысу кезінде;

$k_t = 0,4$ – жүктемелердің квазитұрақты үйлесімі үшін.

$$\rho_{eff} = \frac{A_{s1}}{b h_{c,eff}} = \frac{1570}{300 \cdot 100} = 0,0506$$

$$\min: h_{c,eff} = \begin{cases} 2,5(h - d) = 2,5(700 - 660) = 100 \text{ мм} \\ (h - x)/2 = (700 - 326)/2 = 187 \text{ мм} \\ h/2 = 700/2 = 350 \text{ мм} \end{cases}$$

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ мәні

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = \frac{268,4 - 0,4 \cdot \frac{1,7}{0,0506} (1 + 81,6 \cdot 0,0506)}{20 \cdot 10^4} = 126 \cdot 10^{-5} \geq 0,6 \cdot$$

$\frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot 174 \cdot 10^{-5} = 104 \cdot 10^{-5}$ болғанда, шарт сақталынады.

Сөйтіп, $w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 135 \cdot 126 \cdot 10^{-5} = 0,17 \text{ мм} < w_{lim} = 0,4 \text{ мм}$ шығады.

Сызатты ашу ені бойынша тексеру орындалды.

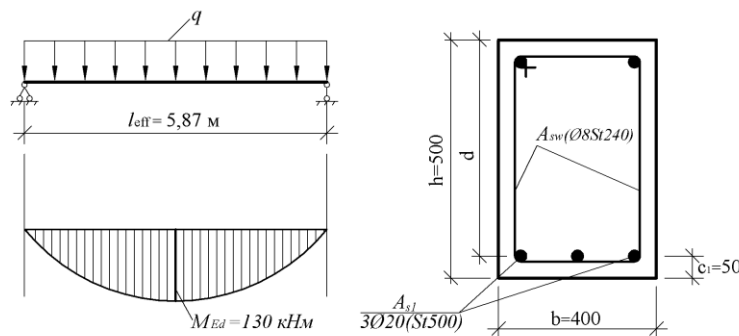
10-МЫСАЛ Майысуды тексеру

Берілгені: $l_{eff} = 5,87$ месептік аралығы бар, бірқалыпты бөлінген q жүктемесімен жүктелген тікбұрышты қиысудың еркін тірелген арқалығы үшін аралық ортасындағы майысуды тексеру.

Жүктемелердің тәжірибелік тұрақты үйлесімінен есептік қиысудағы сәт – $M_{Ed} = 75 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Конструкцияның пайдалануға беру жағдайлары бойынша класы – ХСІ (RH=50%).

Арқалық аралығының ортасындағы шекті рұқсатты майысу $a_{lim} = \frac{1}{250} l_{eff}$ құрайды. 300x500 мм, $c=50$ мм қиысудың арқалығы. С213/15 класының ұяшықты бетоны ($f_{ctd} = 1,7 \text{ МПа}$, $f_{ck} = 13 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,0$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 13 / 1,0 = 11,05 \text{ МПа}$, $f_{ctm} = 1,7 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$). Серпінділіктің модулі – $E_{cm} = 9,3 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

St400 класының кезеңдік бейінінің арматурасы ($f_{yk} = 400 \text{ МПа}$; $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$), $A_{s1} = 942,5 \text{ мм}^2$ ($3\varnothing 20$).



1-сурет – 10-мысалға арналған

Есептеу: 1-суретінен $b = 400$ мм, $h = 500$ мм, $c_1 = c_2 = 50$ мм ие боламыз. Қиысудың жұмыс биіктігі:

$$d = h - c = 500 - 50 = 450 \text{ мм}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{942,5}{400 \cdot 450} = 0,0053 \text{ (0,53\%)}$$

Бірқалыпты бөлінген жүктемемен жүктелген, еркін тірелген біраралықты арқалықтың ортасындағы шекті рұқсатты майысу мына формула бойынша анықталуы мүмкін:

$$a_{max} = a_k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}},$$

8.7-кесте бойынша коэффициент $a_k = 5,48$; $l_{eff} = 5,87$ м.

Келесіні анықтаймыз:

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 + \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)}$$

M_{Ed} сәті жүктемелердің квазитұрақты үйлесіміне есептелгендігін ескеріп, аралық ортасындағы майысуды тексеру кезінде серпінділіктік тиімді модулін пайдаланамыз:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}}.$$

Ағу коэффициентінің $\varphi(\infty, t_0)$ шекті мәнін 6.1а-суретте берілген номограммадан анықтаймыз.

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 500 \cdot 400}{2(500+400)} = 222 \text{ мм және } RH = 50\% \text{ кезінде } t_0 = 30 \text{ тәу.} \rightarrow \varphi(\infty, t_0) =$$

2,6 үшін:

$$E_{c,eff} = \frac{9,3 \cdot 10^3}{1 + 2,6} = 2,58 \cdot 10^3$$

$$\text{Келтіру коэффициенті} - a_e = \frac{E_s}{E_{s,eff}} = \frac{20 \cdot 10^4}{2,58 \cdot 10^3} = 77,5$$

Сызаты жоқ тікбұрышты қиысудың геометриялық сипатын анықтаймыз.

Қиысудың келтірілген ауданы $A_{s2} = 0$ кезінде:

$$A_{1red} = bh + a_e(A_{s1} + A_{s2}) = 400 \cdot 500 + 77,5 \cdot 942,5 = 200000 + 73043 = 273043 \text{ мм}^2.$$

Кедергінің көлденең қиысудың бетонының ең қатты қысылған талшығына қатысты берілген статикалық сәт:

$$S_{1red} = 0,5bh^2 + a_e(A_{s1}d + A_{s2}c_1) = 0,5 \cdot 400 \cdot 500^2 + 77,5 \cdot 942,5 \cdot 450 = 82,9 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Бетонның ең қатты қысылған талшығынан x_1 элементінің берілген қиысуының ауыртпалық орталығына дейінгі қашықтық:

$$x_1 = \frac{S_{1red}}{A_{1red}} = \frac{82,6 \cdot 10^6}{2730430} = 303,5 \text{ мм.}$$

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + bh \left(x_1 - \frac{h}{2} \right)^2 + a_e A_{s2} (x_1 - c_1)^2 + a_e A_{s1} (d - x_1)^2$$

$A_{sc} = 0$ кезінде:

$$I = \frac{400 \cdot 500^3}{12} + 400 \cdot 500 (303,5 - 250)^2 + 77,5 \cdot 942,5 (450 - 303,5)^2 = 6305 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Сызаты бар қиысу үшін деформациялаудың екі сызықтық диаграммасын пайдалану кезінде x_{II} қысылған аймағының биіктігі, жалпы жағдайда, қиысудың қысылған және созылған аймақтарының нейтралдық оське қатысты статикалық сәттерді теңдестіру шартынан табылуы мүмкін.

Қысылған аймақтың биіктігі мына теңдеудің шешімінен анықталынады:

$$S_c = a_e \cdot (S_{s1} - S_{s2}),$$

мұнда S_c, S_{s1}, S_{s2} —сәйкесінше, бетонның қысылған аймақтарының, нейтралдық оське қатысты созылған және қысылған арматураның аудандарының статикалық сәттері.

$$\frac{bx_{II}^2}{2} = a_e \rho_2 bd (x_{II} - c_1) - a_e \rho_1 bd (d - x_{II}).$$

$$\text{Сонда } x_{II} = d \sqrt{\alpha_e^2 (\rho_1 + \rho_2)^2 + 2a_e \left(\rho_1 + \frac{c_1}{d} \rho_2 \right) - a_e (\rho_1 + \rho_2)}.$$

Қысылған аймақта $\rho_2 = 0$ есептік арматура жоқ болған жағдайда:

$$x_{II} = d \sqrt{a_e \rho_1 (2 + a_{s1} \rho_1) - a_e a_{s1}}.$$

Мәндерді қойып, келесіні шығарамыз:

$$x_{II} = 450 \cdot \sqrt{77,5 \cdot 0,0053 (2 + 77,5 \cdot 0,0053) - 0,0053 \cdot 77,5} = 342,6 \text{ мм.}$$

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + a_e \rho_{II} bd (d - x_{II})^2 + a_e \rho_{12} bd (x_{II} - c_1)^2$$

$x_{II} = 342,6 \text{ мм және } \rho_{12} = 0$ кезінде келесіні аламыз:

$$I_{II} = \frac{400 \cdot 342,6^3}{12} + 77,5 \cdot 0,0053 \cdot 400 \cdot 450 (450 - 342,6)^2 = 2192 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

$\beta = 0,5$ кезінде (жүктеменің квазитұрақты қиыстыруы үшін):

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_r} = \frac{M_{cr}}{M_{Ed}}$$

Сызаттың пайда болуының M_{cr} сәтін (10.4) формулаға сай табамыз. Ол үшін бетонның кедергісінің W сәтін мына формула арқылы анықтаймыз:

$$W = \frac{I_{red}}{y_t},$$

$y_t = 500 - 303.5 = 196,5$ мм – бетонның ең қатты қысылған талшығынан элементтің берілген қиысуының ауыртпалық орталығына дейінгі қашықтық.

$$W = \frac{I_{red}}{y_t} = \frac{6305 \cdot 10^6}{196,5} = 32,09 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Сонда $M_{cr} = f_{ctd,ser} \cdot W = 1,5 \cdot 32,09 \cdot 10^6 = 48130000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 48,13 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Сызаты бар қиысудың қаттылығы:

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 + \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)} =$$

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{9,3 \cdot 10^3 \cdot 2192 \cdot 10^6}{1 - 0,5 \left(\frac{48,13}{75} \right)^2 \left(1 - \frac{2192 \cdot 10^6}{6305 \cdot 10^6} \right)} = \frac{20385,6 \cdot 10^9}{0,866} = 23548 \cdot 10^9$$

Аралықтың ортасындағы майысу:

$$a_{max} = \frac{5}{48} \cdot \frac{130 \cdot 10^6}{23548 \cdot 10^9} 5780^2 = 19,22 \text{ мм}$$

Мына майысуға жол беріледі:

$$a_{lim} = \frac{l}{250} l_{eff} = \frac{5780}{250} = 23,21 \text{ мм}$$

$$a_{max} = 19,22 \text{ мм} < a_{lim} = 23,21 \text{ мм}$$

Арқалықтың аралығының ортасындағы максималдық майысу рұқсатты майысудан аспайды, яғни, тексеру орындалды.

Содержание

1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	1
3 Термины и определения	3
4 Основные обозначения и единицы измерения	6
5 Основные требования по проектированию бетонных и железобетонных Конструкций	10
5.1 Общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям	10
5.2 Общие требования к расчетам бетонных и железобетонных конструкций	13
5.3 Долговечность конструкций	17
6 Материалы	18
6.1 Ячеистые бетоны	18
6.1.1 Общие положения	18
6.1.2 Классификация ячеистых бетонов, характеристические и расчетные сопротивления	20
6.1.3 Упругие деформации бетона	21
6.1.4 Ползучесть и усадка бетона	23
6.1.5 Диаграммы деформирования (состояния) бетона при одноосном напряженном состоянии	24
6.2 Требования к арматуре	27
6.2.1 Применяемые классы арматуры	27
6.2.2 Характеристические и расчетные сопротивления арматуры	28
6.2.3 Деформативные характеристики арматуры	29
7 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по критическим предельным (ULS) состояниям несущей способности	30
7.1 Изгиб с осевой продольной силой	30
7.1.1 Общие положения	30
7.1.2. Изгиб с преобладающим моментом	31
7.1.2.1 Изгибаемые железобетонные элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой	31
7.1.2.2 Изгибаемые железобетонные элементы таврового сечения с одиночной арматурой	31
7.1.3 Изгиб с преобладающей продольной силой	34
7.1.4 Внецентренно сжатые железобетонные элементы	34
7.2 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил	34
7.2.1 Элементы без поперечной арматуры	34
7.2.2 Элементы, в которых поперечную арматуру устанавливают по расчету	35
7.2.3 Расчет железобетонных элементов по прочности на основе стержневой модели (метод ферменной аналогии)	35
7.2.3.1 Расчет при отсутствии продольных сил	36
7.2.3.2 Срез между стенкой и полкой	39
7.2.3.3 Расчет требуемой площади поперечной арматуры	40
7.3 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие крутящих моментов	45
7.3.1 Расчет элементов, работающих на кручение, на основе модели пространственной фермы	45
7.3.2 Прочность элемента на кручение	47
7.3.3 Прочность элемента на кручение в сочетании с изгибом,	

осевыми усилиями и срезом.....	49
7.4 Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузок	52
7.4.1 Расчет прочности железобетонных элементов на смятие (местное сжатие)	52
7.4.2 Продавливание (местный срез	54
7.4.2.1 Общие положения и определения.....	54
7.4.2.2 Расчетные условия при проверке прочности на продавливание (местный срез	58
7.4.2.3 Расчет на отрыв (местное растяжение.....	59
8 Расчет элементов железобетонных конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (SLS	62
8.1 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин	62
8.1.1 Общие положения	62
8.1.2 Определение момента образования трещин.....	66
8.1.3 Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента	71
8.1.4 Минимальная площадь армирования, необходимая для ограничения ширины раскрытия трещин	73
8.1.5 Расчет ширины раскрытия наклонных трещин	74
8.2 Расчет железобетонных конструкций по деформациям	75
8.2.1 Общие положения	75
8.2.2 Расчет железобетонных элементов по прогибам	76
8.2.3 Определение кривизны железобетонных элементов	80
8.2.3.1 Общие положения	80
8.2.3.2 Кривизна железобетонного элемента на участке без трещин в растянутой зоне	81
8.2.3.3 Кривизна железобетонного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне	83
8.2.3.4 Определение изгибной жесткости железобетонного элемента	82
8.2.3.5 Упрощенный способ проверки прогибов.....	84
8.2.3.6 Кривизна от усадки бетона	96
8.2.3.7 Определение деформации сдвига и сдвиговой жесткости.....	86
9 Требования по конструированию	87
9.1 Бетонные конструкции	87
9.2 Железобетонные конструкции.....	87
9.2.1 Расстояние между стержнями.....	92
9.3 Допустимые диаметры оправки для загибаемых стержней.....	88
9.4 Анкеровка продольной арматуры	89
9.4.1 Общие положения	89
9.4.2 Предельное напряжение сцепления	89
9.4.3 Базовая длина анкеровки	90
9.4.4 Расчетная длина анкеровки	92
9.5 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры	94
9.6 Анкеровка путем приварки стержней.....	94
9.7 Соединения внахлестку и механические соединения	95
9.7.1 Общие положения	95
9.7.2 Соединения внахлестку	96
9.7.3 Длина нахлестка	97
9.7.4 Поперечная арматура в зоне нахлестка.....	97

9.7.4.1 Поперечная арматура для растянутых стержней.....	98
9.7.4.2 Поперечная арматура для постоянно сжатых стержней.....	98
9.7.5 Соединения внахлестку сварных сеток из проволоки периодического профиля	99
9.7.5.1 Соединения внахлестку главной арматуры.....	99
9.7.5.2 Соединения внахлестку вспомогательной или распределительной арматуры	99
9.8 Минимальные размеры поперечного сечения	100
9.9 Защитный слой бетона	101
9.10 Конструирование элементов и отдельные правила.....	103
9.10.1 Общие положения.....	103
9.11 Балки.....	103
9.11.1 Продольная арматура	103
9.11.1.1 Минимальная и максимальная площади арматуры.....	104
9.11.1.2 Другие конструктивные правила.....	104
9.11.1.3 Поперечная арматура.....	106
9.11.2 Арматура для восприятия кручения	106
9.11.3 Внутренние опоры	106
9.12 Сплошные плиты	107
9.12.1 Арматура, работающая на восприятие изгибающих моментов	107
9.12.1.1 Общие положения.....	107
9.12.1.2 Арматура плит вблизи опор.....	107
9.12.1.3 Угловая арматура	107
9.12.1.4 Арматура на свободных краях.....	107
9.12.2 Поперечная арматура	107
9.13 Плоские плиты перекрытия	108
9.15.1 Плоские перекрытия в зоне внутренних колонн	108
9.15.2 Плоские перекрытия в зоне крайних и угловых колонн.....	108
9.15.3 Арматура в зоне продавливания	109
9.14 Колонны.....	110
9.14.1 Общие положения.....	110
9.16.2 Продольная арматура	110
9.16.3 Поперечная арматура.....	110
9.15 Стены	111
9.15.1 Общие положения.....	111
9.15.2 Вертикальная арматура	111
9.15.3 Горизонтальная арматура	111
9.15.4 Поперечная арматура	111
9.16 Балки-стенки	112
9.17 Сварные соединения арматуры и закладных деталей.....	112
Приложение А (обязательное) Расчетные комбинации нагрузок и воздействий	118
Приложение Б (информационное) Соответствие обозначений классов арматуры.....	120
Приложение В (информационное) Практические методы расчета прочности	121
Приложение Е(информационное) Примеры расчета.....	123

ДЛЯ ЗАМЕТОК

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ЯЧЕИСТЫХ
БЕТОНОВ

CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES MADE
OF CELLULAR CONCRETE

Дата введения 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее Нормативно-техническое пособие распространяется на проектирование бетонных и железобетонных конструкций для зданий и сооружений различного назначения, изготавливаемых из ячеистых бетонов классов по прочности от C0,9/1 до C12/15, эксплуатируемых в климатических условиях Республики Казахстан (таких как бетонные блоки для несущих стен и перегородок, сборные плиты перекрытий, плиты покрытий, навесные и несущие стеновые панели, монолитные стены, перегородки, перекрытия, покрытия и т.п.).

Положения Нормативно-технического пособия обеспечивают требуемую прочность, эксплуатационную пригодность и долговечность конструкций. Другие требования, например по обеспечению огнестойкости, теплозащиты и т.п., не рассмотрены.

1.2 Настоящее Нормативно-техническое пособие не распространяется на проектирование предварительно напряженных конструкций, бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, мостов, тоннелей, покрытий дорог и других специальных сооружений.

1.3 Ячеистый бетон – это особо легкий бетон с пористой макроструктурой, состоящей из большого количества (до 85% от общего объема бетона) равномерно распределенных мелких и средних воздушных ячеек размером 0,1-1,5 мм, разделенных достаточно прочными перегородками (мембранами).

Ячеистые бетоны имеют среднюю плотность в высушенном состоянии от 250 г/см³ до 1200 г/см³ и делятся пенобетоны и газобетоны.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящем Нормативно-техническом пособии использованы ссылки на следующие нормативные документы:

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы проектирования несущих конструкций.

СН РК EN 1991:2002/2011 Воздействия на конструкции. Часть 1-1 Общие воздействия. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания.

СН РК EN 1991:2002/2011 Воздействия на конструкции. Часть 1-3 Общие воздействия. Снеговые нагрузки.

СН РК EN 1991:2002/2011 Воздействия на конструкции. Часть 1-4 Общие воздействия. Ветровые нагрузки.

НТП РК 02-01-1.7-2013

СН РК EN 1991:2002/2011 Воздействия на конструкции. Часть 1-5 Общие воздействия. Температурные воздействия.

СН РК EN 1991:2002/2011 Воздействия на конструкции. Часть 1-6 Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ.

СН РК EN 1991-3 Воздействия на конструкции. Часть 3-1 Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием.

СН РК EN 1992-1-1 2004:2009/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила проектирования и правила проектирования зданий.

СН РК EN 1992-1-2:2009/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости.

СТ РК 1.9–2007 Государственная система технического регулирования Республики Казахстан. Порядок применения международных, региональных и национальных стандартов иностранных государств, других нормативных документов по стандартизации в Республике Казахстан.

СТ РК EN 206-1-2011 Бетон. Часть 1. Технические требования, показатели, производство и соответствие.

СТ РК ИСО 377 Сталь и стальные изделия. Положение и подготовка фрагментов и образцов для механических испытаний.

СТ РК EN 934-2:2009/2011 Добавки для бетона, раствора и инъекционного раствора. Часть 2. Добавки для бетона. Определения, требования, соответствие, маркировка и этикетирование.

СТ РК 1035 Смеси бетонные. Технические условия.

СТ РК EN 12602:2008/2011 Конструкции армированные заводского изготовления из подвергнутого термовлажностной обработке ячеистого бетона.

СТ РК ИСО 1704-2011 Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия.

СТ РК ИСО 10080-2011 Арматурная сталь для бетона.

СТ РК ИСО 6946-2011 Строительные материалы и строительные элементы. Тепловое сопротивление и коэффициент теплопередачи. Метод расчета.

СТ РК ИСО 12350-2011 Испытание незатвердевшего бетона.

СТ РК ИСО 12390-2011 Испытание затвердевшего бетона.

СТ РК ИСО 12602-2011 Конструкции армированные заводского изготовления из подвергнутого термовлажностной обработке ячеистого бетона.

СТ РК ИСО 3898-2011 Основные положения проектирования конструкций. Условные обозначения. Основные символы.

СТ РК ИСО 6784-2011 Бетон. Определение статического модуля упругости при сжатии.

СТ РК ИСО 12504-2011 Испытания бетона в конструкциях.

СТ РК ИСО 9001-2011 Системы менеджмента качества. Требования (ISO 9001:2008)

EN 900* Методы испытаний для подтверждения антикоррозионной защиты арматуры в автоклавном ячеистом бетоне и легком бетоне пористой структуры.

EN 991* Определение размеров сборных армированных строительных элементов из автоклавного ячеистого бетона и из легкого бетона пористой структуры.

EN 992* Определение объемной плотности в сухом состоянии легкого бетона пористой структуры.

EN 12602:2008 Сборные армированные конструкции из ячеистого бетона.

EN 1352* Определение статического модуля упругости под нагрузкой при сжатии автоклавного ячеистого бетона и легкого бетона пористой структуры.

EN 1354* Определение прочности при сжатии легкого бетона пористой структуры.

EN 1355:1996* Определение деформаций ползучести под нагрузкой сжатия автоклавного ячеистого бетона и легкого бетона пористой структуры.

EN 1520:2002+AC:2003* (Д) Изделия сборные армированные строительные из легкого бетона.

СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. (Дополнения. Раздел 10. Прогобы и перемещения).

СН РК EN 1996:2005/2011 Проектирование каменных конструкций.

СНиП РК 2.03-30-2006 Строительство в сейсмических районах.

Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из ячеистых бетонов. (НИИЖБ, ЦНИИСК), М.С.1986.

Рекомендации по проектированию монолитных зданий с несущими стенами из ячеистых бетонов для сейсмических районов. Алматы, КазНИИССА, КДС и ЖКХ МИТ РК, 2008

Примечание - При пользовании настоящим НТП следует проверять действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно – технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан» и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку».

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем Нормативно-техническом пособии применены следующие дополнительные к приведенным в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 термины и определения с соответствующими определениями:

Ячеистый бетон: Бетон, имеющий пористую структуру макропор, равномерно распределенных в объеме бетона.

Газобетон: Ячеистый бетон, пористость которого создается химическим путем за счет реакции газообразования.

Пенобетон: Ячеистый бетон, пористость которого создается механическим путем, когда тесто смешивают с приготовленной пеной.

Арматура: Линейно протяженные элементы в железобетонной конструкции, предназначенные для восприятия растягивающих (главным образом) и сжимающих усилий. В зданиях и сооружениях применяют стальную арматуру в виде проволоки, стержней и витых канатов.

Арматура конструктивная: Арматура, устанавливаемая по конструктивным соображениям без расчета.

Арматура рабочая: Арматура, назначаемая по расчету.

Воздействия:

- Силы, приложенные непосредственно к конструкции и вызывающие в элементах конструкции напряжения, либо их перемещения, определяемые термином «*воздействие непосредственное или прямое*» или «*нагрузка*»;

- Деформации элементов конструкций, вызванные перемещениями связей, соединяющих их с другими элементами, осадками оснований либо собственными деформациями (например, неравномерные осадки, усадка, ползучесть бетона, температурные изменения), вызывающими реактивные силы, которые определяют как «*косвенные или не прямые воздействия*».

Каркас арматурный: Объемный арматурный элемент, образованный путем соединения арматурных сеток или отдельных стержней. Способ соединения и взаимное расположение арматурных сеток должны соответствовать требованиям проектной документации.

Класс арматуры: Показатель, характеризующий ее механические свойства согласно требованиям соответствующих стандартов, обозначаемый буквой S и числом, соответствующим характеристическому значению физического или условного предела упругости арматуры в МПа (Н/мм²) (например, S240).

Класс бетона по прочности: Количественная величина, характеризующая качество бетона, соответствующая его характеристической цилиндрической прочности на сжатие в возрасте 28 суток, обозначаемая буквой C и числами, выражающими его характеристическую цилиндрическую прочность и характеристическую кубиковую прочность в Н/мм² (МПа), например, C12/13 (перед чертой – значение характеристической цилиндрической прочности f_{ck} , Н/мм², после черты – характеристическая кубиковая прочность бетона $f_{c, cube}^G$, Н/мм²).

Класс прочности ячеистого бетона: Предваряется символом СС.

Конструкции бетонные: Конструкции, выполненные из бетона без арматуры или с арматурой, устанавливаемой по конструктивным соображениям и не учитываемой в расчете;

расчетные усилия от всех воздействий в бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном.

Конструкции железобетонные: Конструкции, выполненные из бетона с рабочей и конструктивной арматурой (армированные бетонные конструкции); расчетные усилия от всех воздействий в армированных бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном и рабочей арматурой.

Конструкции железобетонные сборно-монолитные: Конструкции, получаемые при обеспечении совместной работы одного или нескольких ранее изготовленных сборных

железобетонных элементов и объединяющего их монолитного бетона, выполняемого, как правило, в условиях строительной площадки.

Коэффициент безопасности для арматуры частный γ_s : Коэффициент, учитывающий возможные отклонения физического или условного предела текучести арматурной стали ниже, чем $f_{yk}(f_{pk})$, а также отклонения размеров сечения стержня.

Коэффициент безопасности для бетона частный γ_c : Коэффициент, учитывающий возможность отклонения прочностей бетона f_{ck} , f_{ctk} ниже характеристических значений, отклонения в геометрических размерах сечений (не превышающие, однако, допустимых) и разницу между прочностью бетона, определяемую на опытных образцах, и прочностью бетона в конструкции; в случае неармированных конструкций значение γ_c учитывает возможность наступления хрупкого разрушения.

Марка бетона по водонепроницаемости: Отвечает гарантированному значению давления воды, выдерживаемому бетоном без ее просачивания; обозначается буквой W и числом, соответствующим давлению, в атмосферах (например, W12) и устанавливаемому в соответствии с требованиями стандартов.

Марка бетона по морозостойкости: Установленное нормами минимальное число циклов замораживания и оттаивания образцов бетона, испытанных по базовым методам, при которых сохраняются первоначальные физико-механические свойства в нормируемых пределах; обозначается буквой F и числом, выражающим количество циклов (например, F100).

Марка бетона по плотности: Отвечает гарантированному значению объемной массы бетона в г/см^3 , обозначается буквой D и числом, выражающим значение объемной массы бетона в г/см^3 (например, D1,6) и устанавливаемой в соответствии с требованиями стандартов.

Прочность бетона на осевое сжатие f_{cm} : Средняя прочность на сжатие бетонных цилиндров диаметром 1500 мм и высотой 300 мм в возрасте 28 суток согласно соответствующим стандартам.

Характеристическая прочность бетона на сжатие f_{ck} : Соответствует гарантированной прочности на сжатие бетонных цилиндров диаметром 1500 мм и высотой 300 мм в возрасте 28 суток с обеспеченностью 0,95 согласно соответствующим стандартам.

Характеристическая кубиковая прочность бетона на осевое сжатие $f_{c.cube}^G$: Соответствует гарантированной прочности на сжатие бетонных кубов с размером граней 150 мм в возрасте 28 суток с обеспеченностью 0,95 согласно соответствующим стандартам..

Соппротивление арматуры характеристическое f_{yk} : Гарантированное производителем значение физического предела текучести арматуры с обеспеченностью 0,95 согласно соответствующим стандартам.

Модель расчетная: Идеализация конструктивной системы, используемая с целью анализа работы конструкции либо ее элемента.

Надежность конструкции: Свойство конструкции выполнять заданные функции, сохраняя во времени значения установленных эксплуатационных показателей в заданных

пределах, соответствующих требуемым режимам и условиям использования, технического обслуживания, ремонтов, хранения и транспортировки.

Сетка арматурная: Плоский арматурный элемент, составленный из продольных и поперечных стержней, соединенных между собой; форма и размер, шаг и сечение, способ соединения составляющих ее стержней должны соответствовать требованиям проектной документации с учетом технологии изготовления.

Система конструктивная: Совокупность несущих элементов (конструкций), образующих по определенным правилам пространственную систему, обеспечивающую заданные эксплуатационные функции здания или сооружения.

Ситуации расчетные: Совокупность физических условий, моделирующих реальные условия, встречающиеся в определенном интервале времени, для которого расчеты должны показать, что соответствующие предельные состояния конструкции не будут превышены.

Состояния предельные: Состояния, при превышении которых конструктивная система или составляющий ее элемент перестают удовлетворять норм.

Эксплуатация нормальная: Эксплуатация, осуществляемая в соответствии с технологическими или бытовыми условиями, предусмотренными в нормах и заданиях на проектирование, без ограничений.

4 ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ

В настоящем нормативно-техническом пособии, а также при разработке соответствующих нормативных документов, дополняющих настоящий документ, следует использовать приведенные ниже единые символы и условные обозначения согласно СТ РК ISO 3898.

Прописные буквы латинского алфавита

A – особое воздействие;

A – площадь поперечного сечения;

A_c – площадь поперечного сечения бетона;

A_p – площадь поперечного сечения напрягающих элементов;

A_s – площадь поперечного сечения арматуры;

$A_{s,min}$ – минимальная площадь поперечного сечения арматуры;

A_{sw} – площадь поперечного сечения поперечной арматуры;

D – диаметр оправки;

D_{Ed} – результат повреждения (усталостные свойства);

E – эффект от воздействия;

$E_c, E_{c(28)}$ – модуль упругости для нормального бетона при напряжении $\sigma_c = 0$ в возрасте 28 сут;

$E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона;

E_{cd} – расчетное значение модуля упругости бетона;

E_{cm} – текущий модуль упругости бетона;

$E_{c(t)}$ – модуль упругости для нормального бетона при напряжении $\sigma_c = 0$ в возрасте $t_{c\text{уст}}$;

E_p – расчетное значение модуля упругости предварительно напряженной стали;

E_s – расчетное значение модуля упругости арматуры;

EI – жесткость при изгибе;

EQU – статическое равновесие;

F – воздействие;

F_d – расчетное значение воздействия;

F_k – характеристическое значение воздействия;

G_k – характеристическое значение постоянного воздействия;

I – момент инерции бетонного сечения;

L – длина;

LC – класс прочности легкого бетона;

M – изгибающий момент;

M_{Ed} – расчетное значение внутреннего изгибающего момента;

N – продольное усилие;

N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия (растяжение или сжатие);

P – усилие предварительного напряжения;

P_0 – начальное усилие на конце напрягающего элемента непосредственно после натяжения;

Q_k – характеристическое значение переменного воздействия;

Q_{fat} – характеристическое значение переменного воздействия при расчете на выносливость;

R – сопротивление;

S – внутренние усилия и моменты;

S – статический момент площади сечения;

SLS – предельное состояние по эксплуатационной пригодности (serviceability limit state);

T – крутящий момент;

T_{Ed} – расчетное значение крутящего момента;

ULS – критическое предельное состояние (ultimate limit state);

V – поперечное усилие;

V_{Ed} – расчетное значение поперечного усилия;

$V_{Rd,c}$ – расчетное значение сопротивления поперечной силе элемента без поперечной арматуры;

$V_{Rd,c}$ – расчетное значение поперечной силы, которая может быть воспринята арматурой, достигшей текучести;

$V_{Rd,max}$ – расчетное значение максимальной поперечной силы, которая может быть воспринята элементом из условия раздавливания сжатых подкосов.

Строчные буквы латинского алфавита

a – расстояние;

a – геометрический параметр;

Δa	– отклонение геометрического параметра;
b	– ширина сечения или ширина полки T - или L -образной балки;
b_w	– ширина стенки T -, I - или L -образной балки;
d	– диаметр, высота;
d	– полезная высота сечения;
d_g	– максимальный диаметр зерна заполнителя;
e	– эксцентриситет;
f_{lc}	– предел прочности бетона при осевом сжатии;
f_{lcd}	– расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии;
f_{lck}	– характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 сут;
f_{lcm}	– среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие;
f_{lctk}	– характеристическое значение предела прочности бетона при осевом растяжении;
f_{lctm}	– среднее значение предела прочности бетона при осевом растяжении;
f_p	– предел прочности арматурной стали на растяжение;
f_{pk}	– характеристическое значение предела прочности на растяжение предварительно напряженной стали;
$f_{p0,1}$	– 0,1 %-ный условный предел текучести для предварительно напряженной стали;
$f_{p0,1k}$	– характеристическое значение 0,1 %-ного условного предела текучести предварительно напряженной стали;
$f_{0,2k}$	– характеристическое значение 0,2 %-ного условного предела текучести арматуры;
f_t	– предел прочности арматуры при растяжении;
f_{tk}	– характеристическое значение предела прочности арматуры при растяжении;
f_y	– предел текучести арматуры;
f_{yd}	– расчетное значение предела текучести арматуры;
f_{yk}	– характеристическое значение предела текучести арматуры;
f_{ywd}	– расчетное значение предела текучести для поперечной арматуры;
h	– высота;
h	– общая высота поперечного сечения;
i	– радиус инерции;
k	– коэффициент;
l (или L)	– длина, пролет;
m	– масса;
r	– радиус;
$1/r$	– кривизна;
t	– толщина;
t	– время;
t_0	– возраст бетона во время приложения нагрузки;

- u — периметр сечения бетона с площадью A_c ;
- u, v, w — составляющие перемещения точки;
- x — высота зоны сжатия;
- x, y, z — координаты;
- z — плечо внутренних сил.

Строчные буквы греческого алфавита

- α — угол, соотношение;
- β — угол, соотношение, коэффициент;
- γ — частный коэффициент безопасности;
- γ_A — частный коэффициент безопасности для особых воздействий A ;
- γ_c — частный коэффициент безопасности для бетона;
- γ_{ct} — частный коэффициент безопасности растянутого бетона;
- γ_F — частный коэффициент безопасности для воздействий F ;
- $\gamma_{F,fat}$ — частный коэффициент безопасности для воздействий при расчете на выносливость;
- $\gamma_{C,fat}$ — частный коэффициент безопасности для бетона при расчете на выносливость;
- γ_G — частный коэффициент безопасности для постоянных воздействий G ;
- γ_M — частный коэффициент безопасности для свойств строительных материалов, с учетом отклонений самого свойства материала, а также геометрических отклонений и свойств и несовершенств используемой расчетной модели;
- γ_R — частный коэффициент безопасности для воздействия, создаваемого в результате предварительного напряжения P ;
- γ_Q — частный коэффициент безопасности для переменных воздействий Q ;
- γ_S — частный коэффициент безопасности для арматуры и напрягаемой арматуры;
- $\gamma_{S,fat}$ — частный коэффициент безопасности для арматуры и напрягаемой арматуры при расчете на выносливость;
- γ_{f-} — частный коэффициент безопасности для воздействий без учета несовершенства расчетной модели;
- γ_g — частный коэффициент безопасности для постоянных воздействий без учета несовершенства расчетной модели;
- γ_m — частный коэффициент безопасности для свойств материалов с учетом отклонений в самом свойстве материала;
- δ — приращение, коэффициент перераспределения;
- ζ — коэффициент уменьшения/коэффициент перераспределения;
- ε_c — относительные деформации бетона при сжатии;
- ε_{c1} — относительные деформации бетона при сжатии при максимальном напряжении f_c ;
- ε_{cu} — предельные относительные деформации бетона при сжатии;

ε_u – относительные деформации арматуры или напрягаемой арматуры при максимальной нагрузке;

ε_{uk} – характеристические относительные деформации арматуры или напрягаемой арматуры при максимальной нагрузке;

η_ε – поправочный коэффициент для расчета модуля упругости легкого бетона;

η_1 – коэффициент для определения предела прочности при растяжении легкого бетона;

η_2 – коэффициент для определения коэффициента ползучести легкого бетона;

η_3 – коэффициент для определения усадки при высыхании легкого бетона;

θ – угол;

λ – гибкость;

μ – коэффициент трения между напрягаемыми арматурными элементами и их каналами;

ν – коэффициент Пуассона;

ν – коэффициент уменьшения предела прочности на сжатие для бетона с трещинами среза;

ξ – соотношение прочности сцепления для предварительно напряженной и арматурной стали;

ρ – плотность бетона при горячей сушке, кг/м³ (плотность легкого бетона в сухом состоянии, кг/м³);

ρ_{1000} – значение потерь напряжения вследствие релаксации, %, 1000 ч после натяжения при средней температуре 20 °С;

ρ_l – коэффициент армирования продольной арматурой;

ρ_w – коэффициент армирования поперечной арматурой;

σ_c – напряжение сжатия в бетоне;

σ_{cp} – напряжение сжатия в бетоне при продольном усилии или предварительном напряжении;

σ_{cu} – напряжение в бетоне при предельной относительной деформации бетона ε_{cu} ;

τ – тангенциальное напряжение при кручении;

$\varnothing$ – диаметр арматуры или канала;

$\varnothing_n$ – приведенный диаметр пучка стержней;

$\varphi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести, определяющий деформацию ползучести между временными точками t и t_0 по отношению к упругим деформациям через 28 сут;

$\varphi(\infty, t_0)$ – предельное значение коэффициента ползучести;

ψ – коэффициенты, определяющие репрезентативные значения переменных воздействий:

ψ_0 – для комбинационных значений;

ψ_1 – для частых значений;

ψ_2 – для практически постоянных значений.

5 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1 Общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям

5.1.1 Бетонные и железобетонные конструкции, проектируемые по настоящему нормативно-техническому пособию, должны удовлетворять требованиям по:

- безопасности;
- по эксплуатационной пригодности;
- долговечности, а также дополнительным требованиям, указанным в задании на проектирование.

5.1.2 Для удовлетворения требований по безопасности следует назначать такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с назначенной степенью надежности не происходило ее разрушение любого характера при самых неблагоприятных сочетаниях воздействий.

5.1.3 Для удовлетворения требований по эксплуатационной пригодности следует устанавливать такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с назначенной степенью надежности при самых неблагоприятных сочетаниях воздействий не происходило образование и (или) чрезмерное раскрытие трещин, а также не возникали перемещения и (или) колебания, препятствующие нормальной эксплуатации здания или сооружения (нарушение требований по охране здоровья людей и окружающей среды, эстетических требований, предъявляемых к внешнему виду конструкции, технологических требований по нормальной работе оборудования, механизмов, конструктивных требований по совместной работе элементов и т. п.).

5.1.4 Для удовлетворения требований по долговечности следует назначать такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с назначенной степенью надежности в течение установленного периода эксплуатации (класса ответственности) она удовлетворяла бы требованиям по безопасности и эксплуатационной пригодности при самых неблагоприятных сочетаниях воздействий (длительное действие нагрузки, неблагоприятные климатические и технологические воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивные воздействия и т. п.).

5.1.5 Конструкции следует проектировать с учетом технологических требований, предъявляемых при изготовлении, транспортировании и монтаже в соответствии с действующими стандартами.

5.1.6 Безопасность, эксплуатационную пригодность, долговечность бетонных и железобетонных конструкций и другие устанавливаемые заданием на проектирование требования должны быть обеспечены выполнением:

- требований к бетону и его составляющим;
- требований к арматуре;
- требований к расчетам конструкций;
- конструктивных требований;
- технологических требований;
- требований по эксплуатации.

5.1.7 Конструкции должны рассчитываться и конструироваться так, чтобы они:

- с назначенным уровнем безопасности воспринимали все воздействия в процессе возведения (изготовления), эксплуатации и реконструкции, обладая соответствующей долговечностью;

- с гарантированной надежностью удовлетворяли предъявляемым к ним требованиям по нормальной эксплуатации.

5.1.8 Потенциальные повреждения конструкции должны быть полностью исключены, либо ограничены до допустимого уровня путем исключения риска, которому подвержена конструкция при эксплуатации.

5.1.9 Надежность конструкции следует обеспечивать соответствующим выбором материалов и рациональных конструктивных систем; проверочными расчетами условий, показывающих, что расчетные условия метода предельных состояний не превышены; дополненными конструктивными требованиями и контролем, выполняемым при возведении конструкции в соответствии с проектом.

5.1.10 Конструкция должна быть запроектирована таким образом, чтобы в течение предусмотренного периода эксплуатации она соответствовала требованиям по назначению с учетом условий эксплуатации и ремонтпригодности.

5.1.11 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций их надежность следует устанавливать полувероятностным методом расчета путем использования расчетных значений воздействий, расчетных характеристик бетона и арматуры, определяемых с помощью соответствующих частных коэффициентов безопасности по характеристическим значениям этих характеристик, с учетом класса по степени ответственности зданий и сооружений.

5.1.12 Характеристические значения воздействий следует определять с учетом их статической изменчивости. Расчетные значения воздействий и их сочетания следует принимать в зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации по приложению А.

5.1.13 Характеристические значения характеристик материалов следует определять с учетом статистической изменчивости свойств материалов и массивности конструкций.

5.1.14 Уровень надежности расчетных значений характеристик материалов следует устанавливать в зависимости от расчетной ситуации и от опасности достижения соответствующего предельного состояния путем назначения коэффициентов безопасности по бетону и арматуре.

5.1.15 Расчет бетонных и железобетонных конструкций допускается производить при заданном уровне надежности на основе полного вероятностного расчета при наличии достаточных данных об изменчивости основных факторов, входящих в расчетные зависимости.

Расчетные ситуации

5.1.16 При расчетах бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям следует рассматривать расчетные ситуации, характеризующиеся расчетной схемой конструкции, сочетаниями расчетных значений воздействий, условиями окружающей среды, стадией работы конструкций и т. п.

При расчете конструкций должны рассматриваться следующие расчетные ситуации:

- постоянная, имеющая продолжительность того же порядка, что и срок службы строительного объекта;
- переходная, имеющая небольшую продолжительность по сравнению со сроком службы строительного объекта;

- аварийная, имеющая малую вероятность появления и небольшую продолжительность, но являющаяся весьма важной с точки зрения достижения предельных состояний, возможных при ней.

5.1.17 Кроме расчета конструкции в постоянных ситуациях, описанных в назначении объекта, может существовать необходимость проверки временных ситуаций, которые возникают, например:

- во время очередных этапов возведения монолитных конструкций;
- во время распалубки, транспортировки и монтажа сборных конструкций;
- в момент передачи усилия обжатия в предварительно напряженных конструкциях;
- при монтаже до набора проектной прочности монолитным бетоном в сборно-монолитных конструкциях;
- при выполнении капитального ремонта и реконструкции.

5.1.18 Надежность конструкции в особых расчетных ситуациях должна обеспечиваться выполнением конструктивных требований, изложенных в разделе 12. В отдельных случаях для таких ситуаций следует производить проверку по первой группе предельных состояний. Особые расчетные ситуации могут возникать в связи с взрывом, столкновением, аварией оборудования, пожаром, а также непосредственно после отказа какого-либо элемента конструкции.

Нагрузки и воздействия

5.1.19 Характеристические значения воздействий следует принимать согласно СН РК EN 1991:2002/2011, а значения соответствующих частных коэффициентов безопасности по нагрузке согласно приложению А настоящих пособия. Характеристические значения воздействий допускается принимать по согласованию с заказчиком, но не менее значений, установленных СН РК EN 1991:2002/2011.

Расчетные значения воздействий и их сочетания следует принимать в зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации по приложению А.

5.2 Общие требования к расчетам бетонных и железобетонных конструкций

Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций

5.2.1 Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить в соответствии с требованиями по методу предельных состояний, включающему:

- критические предельные состояния, которые связаны с безопасностью людей и/или безопасностью сооружения;
- предельные состояния по эксплуатационной пригодности, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или уменьшающие долговечность зданий и сооружений по сравнению с предусматриваемым сроком службы.

Расчеты должны обеспечивать надежность зданий или сооружений в течение всего срока их службы, а также при производстве работ в соответствии с требованиями, предъявляемыми к ним.

5.2.2 Расчеты по критическим предельным состояниям включают:

- расчет по прочности;
- расчет по устойчивости формы (для тонкостенных конструкций);
- расчет по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплывание).

5.2.3 Расчеты по прочности, а также по выносливости бетонных и железобетонных конструкций производятся из условия, по которому усилия, напряжения и деформации в конструкциях от расчетных воздействий и их сочетаний с учетом начального напряженного состояния не должны превышать соответствующих предельных значений, воспринимаемых конструкцией непосредственно перед разрушением любого характера.

5.2.4 Расчеты по устойчивости формы конструкции, а также по устойчивости положения (с учетом совместной работы конструкции и основания, их деформационных свойств, сопротивления сдвигу по контакту с основанием и т.п.) следует производить по соответствующим нормативным документам.

5.2.5 Расчеты по предельных состояний по эксплуатационной пригодности включают:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по раскрытию трещин;
- расчет по деформациям.

При расчете конструкции предельных состояний по эксплуатационной пригодности следует принимать значения частных коэффициентов безопасности для материалов равными 1, в связи с чем в расчете принимают средние значения модулей упругости и характеристические (нормативные) значения прочностных характеристик материалов.

5.2.6 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по образованию трещин следует производить из условия, по которому усилия, напряжения, деформации в конструкциях от расчетных воздействий и их сочетаний не должны превышать соответствующих предельных значений, воспринимаемых конструкцией при образовании трещин.

5.2.7 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по раскрытию трещин следует производить из условия, по которому ширина раскрытия трещин в конструкции от расчетных воздействий и их сочетаний не должна превышать предельно допустимых значений, приведенных в таблице 5.1, в зависимости от требований, предъявляемых к конструкции, условий ее эксплуатации (воздействия окружающей среды и характеристик материалов с учетом особенностей коррозионного поведения арматуры).

Для конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных условиях, следует предусматривать дополнительные мероприятия по защите от коррозии в соответствии с положениями СТ РКЕН 206-1.

Таблица 5.1 Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин w_{lim} в миллиметрах

Класс по условиям эксплуатации по таблице 5.2	Железобетонные элементы
	Квазипостоянная комбинация воздействий по приложению А
XC0, XC1	0,4 ¹⁾
XC3	0,3
Примечание - Для классов эксплуатации X0 и XC1 ширина раскрытия трещины не влияет на долговечность, и это предельное значение используется для обеспечения, как правило, допустимого внешнего вида исходя из эстетико-психологических требований. Если отсутствуют требования к внешнему виду, то данное предельное значение может быть повышено.	

5.2.8 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия, по которому прогибы, углы поворота, перемещения и (или) параметры колебаний конструкции от расчетных воздействий и их комбинаций не должны превышать соответствующих предельно допустимых значений, установленных в зависимости от характеристики объекта, возможности повреждения смежных и прилегающих соседних элементов, технологического оборудования, с учетом эстетических соображений, а также создавать другие опасные ситуации в процессе эксплуатации.

Предельно допустимые значения прогибов следует принимать в соответствии с требованиями соответствующих норм.

С целью компенсации полного прогиба либо его части, конструкция может иметь начальный выгиб. Рекомендуется, чтобы величина начального выгиба не превышала $1/250$ пролета.

5.2.9 Определение предельных усилий и деформаций в бетонных и железобетонных конструкциях производить на основе расчетных схем (моделей), наиболее близко отвечающих реальному физическому характеру работы конструкций и материалов в рассматриваемом предельном состоянии.

5.2.10 Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить на действие изгибающих и крутящих моментов, продольных и поперечных сил, возникающих в конструкциях от различных воздействий, а также на местное действие нагрузки.

5.2.11 При расчете по прочности усилия и деформации в нормальном сечении определяют на основе деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элементов, а также следующие положения:

- напряжения и деформации бетонов принимают по диаграмме деформирования « σ_c - ϵ_c » в соответствии с указаниями раздела 6;
- напряжения и деформации арматуры принимают по диаграмме деформирования « σ_s - ϵ_s » в соответствии с указаниями раздела 6;
- для средних деформаций бетона и арматуры считается справедливой гипотеза плоского сечения;
- бетон, испытывающий растяжение, в расчетах не учитывается;
- критерии исчерпания сопротивления сечения, значения предельных деформаций бетона и арматуры следует принимать в соответствии с указаниями раздела 7.

5.2.12 Для расчетов элементов общей формы по сечениям, нормальным к продольной оси, при любом положении арматуры и любых внешних воздействиях допускается использовать уравнения равновесия моментов и продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении совместно с уравнениями, описывающими распределение деформаций по сечению, на любом уровне нагружения.

5.2.13 Напряжения в арматуре и бетоне следует определять по расчетным диаграммам состояния материалов исходя из суммарных относительных деформаций от всех воздействий, включая начальные и развивающиеся в процессе эксплуатации конструкции (усадка, ползучесть, набухание и т. п.).

5.2.14 Расчет по прочности железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового поперечных сечений с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и сжатой граней элемента, когда изгибающие моменты и продольные силы, вызванные нагрузками и воздействиями, приложены в плоскости симметрии сечения, допускается производить по предельным усилиям в сечении, нормальном к продольной оси, принимая прямоугольную эпюру распределения напряжений в бетоне сжатой зоны сечения.

5.2.15 Расчет железобетонных конструкций на действие поперечных сил допускается производить на основе стержневой модели, состоящей из сжатых и растянутых поясов, соединенных между собой сжатыми и растянутыми раскосами, и использующей уравнения равновесия внешних и внутренних сил в расчетном сечении.

5.2.16 Расчет железобетонных конструкций по прочности на действие крутящих моментов и изгиба следует производить на основе расчетной модели разрушения железобетонного элемента по пространственному сечению (модель пространственного сечения).

Расчет железобетонных конструкций по прочности на действие крутящих моментов, изгиба и осевых усилий допускается производить на основе расчетной модели железобетонного элемента с трещинами в виде пространственной стержневой системы (модель пространственной фермы).

5.2.17 При действии местной сжимающей нагрузки, приложенной к ограниченной площадке, площадь которой меньше площади сечения конструкции, следует производить расчет конструкций на местное сжатие (смятие) непосредственно под грузовой площадкой.

5.2.18 При действии местной растягивающей нагрузки, приложенной на ограниченной площадке, площадь которой меньше площади сечения конструкции, следует производить расчет на местное растяжение (отрыв).

5.2.19 При действии на плитные конструкции местной поперечной нагрузки, приложенной на ограниченной площадке, следует производить расчет плит на местный срез (продавливание).

5.2.20 Расчет стыков (сопряжений, контактных швов) должен производиться на действие изгибающих моментов, сдвигающих, растягивающих и сжимающих усилий, передаваемых от одного элемента к другому и действующих в сечении, совпадающем с плоскостью стыкового соединения.

5.2.21 При расчете объемных конструкций, подвергающихся силовым воздействиям в трех взаимно перпендикулярных направлениях, в общем случае следует рассматривать выделенные из конструкции объемные элементы единичного размера с усилиями, действующими по их граням.

Расчет объемных элементов следует производить по наиболее опасным сечениям, расположенным под углом по отношению к направлению действующих на элемент усилий, на основе соответствующих расчетных моделей, либо на основе обобщенного критерия прочности армированного элемента при объемном напряженном состоянии.

5.2.22 Расчет бетонных и железобетонных конструкций (стержневых, плоскостных, объемных) методом конечных элементов (МКЭ) следует производить с использованием соответствующей матрицы жесткости конечных элементов. Матрицу жесткости конечных элементов следует формировать на основе общих моделей деформирования и прочности бетона и железобетона при различных напряженных состояниях конструкции. Особенности деформирования и разрушения конструкций с различным видом напряженных состояний

следует учитывать в физических соотношениях, представляющих собой связь относительных деформаций и напряжений.

5.2.23 Расчет массивных железобетонных конструкций допускается производить методами теории упругости с использованием блочных моделей.

В качестве критериев исчерпания прочности и трещиностойкости массивных железобетонных конструкций следует принимать условие достижения напряжениями их соответствующих предельных значений (расчетных сопротивлений).

Для массивных конструкций сложной конфигурации кроме расчетных методов допускается использовать результаты испытания физических моделей.

При применении блочных моделей следует рассматривать систему блоков, разделенных нормальными или наклонными трещинами и контактирующих между собой посредством бетона сжатой зоны и арматуры растянутой зоны.

5.2.24 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций, кроме выполнения расчетных и конструктивных требований настоящего Пособия, должны выполняться технологические требования по изготовлению и возведению конструкций, а также должны быть обеспечены условия для надлежащей эксплуатации зданий и сооружений с учетом требований по экологии согласно соответствующим нормативным документам.

5.2.25 В сборных конструкциях особое внимание должно быть уделено на прочность и долговечность соединений.

5.2.26 Бетонные элементы применяют:

а) преимущественно в конструкциях, работающих на сжатие при расположении продольной силы в пределах поперечного сечения элемента;

б) в отдельных случаях в конструкциях, работающих на сжатие при расположении продольной силы за пределами поперечного сечения элемента, а также в изгибаемых конструкциях, когда их разрушение не представляет непосредственной опасности для жизни людей и сохранности оборудования (например, элементы лежащие на сплошном основании).

Конструкции рассматривают как бетонные, если их прочность в стадии эксплуатации обеспечена одним бетоном.

5.3 Долговечность конструкций

5.3.1 Долговечная конструкция должна удовлетворять требованиям по эксплуатационной пригодности и устойчивости в течение всего расчетного срока службы без существенной утраты эксплуатационных свойств при соразмерных эксплуатационных расходах (для общих требований см. СН РК EN 1990).

5.3.2 Требования по долговечности бетонных и железобетонных конструкций обеспечиваются выполнением расчетных условий предельных состояний, а также конструктивными требованиями, изложенными в разделе 9, в зависимости от классов по условиям эксплуатации конструкции, приведенных в таблице 5.2.

5.3.3 Условия окружающей среды – это химическое и физическое условия, в которых находится конструкция, в дополнение к механическим воздействиям. Условия эксплуатации не включают эффектов от действия нагрузки.

5.3.4 Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости бетонных и железобетонных конструкций в зависимости от режима их эксплуатации и расчетных зимних температур наружного воздуха в районе строительства следует принимать:

– для конструкций зданий и сооружений (кроме наружных стен отапливаемых зданий);

– не ниже указанных в таблице 5.3;

– для наружных стен отапливаемых зданий - не ниже указанных в таблице 5.4.

5.3.5 В случае, когда другими нормативными документами для бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения установлены более жесткие требования по долговечности, чем в п. 5.3.2, должны применяться требования соответствующих документов.

Таблица 5.2 –Классы по условиям эксплуатации конструкций в зависимости от характеристики окружающей среды согласно таблицы 1 СТ РК EN 206-1

Класс среды	Характеристика среды	Примеры идентификации классов среды	Индикативный класс бетона
1	2	3	4
1 Отсутствие коррозии или агрессивного воздействия			
X0	Для бетона: все нижеперечисленные условия. Для железобетона: очень сухая среда	Бетон в зданиях с очень малой влажностью воздуха	CC0,3/0,4 CC4/5
2 Коррозия вследствие карбонизации			
XC1	Сухое состояние	Бетон в зданиях с небольшой влажностью воздуха	Арматура имеет антикоррозионное покрытие
XC3	Умеренная влажность	Бетон в зданиях с умеренной влажностью воздуха; бетон, защищенный от дождя	

Таблица 5.3 - Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости

Условия работы конструкций		Марка бетона, не ниже					
Класс по условиям эксплуатации	Расчетная температура наружного воздуха, °C	по морозостойкости			по водонепроницаемости		
		для конструкций (кроме наружных стен отапливаемых зданий) зданий и сооружений по степени ответственности					
		I	II	III	I	II	III
2 Возможное эпизодическое воздействие температуры ниже 0°C							
XC1,XC3	Ниже минус 20 до минус 40 включительно	F50	Не нормируется				
	Ниже минус 5 до минус 20 включит.	Не нормируется					

Таблица 5.4 – Марки бетона по морозостойкости для наружных стен

Условия работы конструкции		Минимальная марка бетона по морозостойкости для наружных стен отапливаемых зданий класса по степени ответственности		
Относительная влажность внутреннего воздуха помещения RH,%	Расчетная зимняя температура воздуха, °C	I	II	III
RH ≥75	Ниже минус 20 до минус 40 включительно	F100	F75	F50
	Ниже минус 5 до минус 20 включительно	F75	F50	Не нормируется
60≤RH ≤75	Ниже минус 20 до минус 40 включительно	F50	Не нормируется	
	Ниже минус 5 до минус 20 включительно	Не нормируется		
RH ≤60	-	Не нормируется		

6 МАТЕРИАЛЫ

6.1 Ячеистые бетоны

6.1.1 Общие положения

6.1.1.1 Ячеистые бетоны являются разновидностью бетонов, имеющих своеобразную пористую структуру- ячеистую- структуру макропор, равномерно распределенных в объеме бетона и отделенных друг от друга тонкими и достаточно прочными перегородками (мембранами).

Ячеистый бетон – это особо легкий бетон с большим количеством (до 85% от общего объема бетона) мелких и средних воздушных ячеек размером 0,1-1,5 мм.

6.1.1.2 Ячеистый бетон является экологически чистым неорганическим строительным материалом (коэффициент экологичности 1,2-2,0, при коэффициенте экологичности древесины 1,0), имеет многофункциональное применение, обладает малой плотностью (от 150 г/см³ до 1200 г/см³), долговечностью, коррозионной стойкостью. Его производство отличается экономичной технологией, экологической безопасностью, малой трудоемкостью, низкой стоимостью.

6.1.1.3 Ячеистые бетоны по назначению делятся на :

- теплоизоляционные со средней плотностью в высушенном состоянии до 400 г/см³ и прочностью от 0,3 до 0,9 МПа;
- конструкционно-теплоизоляционные с плотностью от 500 г/см³ до 900 г/см³ и прочностью от 1,3 до 3,1 МПа;
- конструкционные с плотностью от 1000 г/см³ до 1200 г/см³ и прочностью от 3,1 до 13,0 МПа.

6.1.1.4 Пористость ячеистых бетонов создается:

- химическим путем, когда в вяжущее вводят специальные газообразующие добавки, которые при реакции газообразования вспучивают тесто, тогда затвердевший бетон называется газобетоном;
- механическим путем, когда тесто смешивают с приготовленной пеной, тогда при отвердении получается пенобетон.

6.1.1.5 Ячеистые бетоны по способу изготовления делятся на :

- автоклавные;
- подвергнутые термовлажностной обработке;
- естественного твердения.

6.1.1.6 Ячеистые бетоны изготавливают из вяжущего и кремнеземистого компонента.

В качестве вяжущего для ячеистых бетонов применяют:

- портландцемент или шлакопортландцемент марки 400 и выше с содержанием трехкальциевого силиката - не менее 50% и трехкальциевого алюмината 6-12%, четырехкальциевого алюмината - не менее 10%, удельной поверхности – не менее 3000 см²/г, начало схватывания – более 2 ч., конец схватывания – не более 4 ч;
- молотую негашеную известь-кипелку с содержанием окиси кальция - не менее 70%, окиси магния – не более 5%, количество пережога – не более 2%, скорость гашения 2-15 мин;
- цементно-известковое вяжущее;

- известково-белитовое вяжущее;
- шлак доменный гранулированный в составе смешанного вяжущего;
- гипсовое вяжущее в виде ангидрита с содержанием сульфата кальция не менее 90%, окиси магния – не более 2% и хлоридов – не более 0,5% или гипсового камня с содержанием сульфата кальция не менее 70%, окиси магния – не более 2% и хлоридов – не более 0,5%.

В качестве кремнеземистого компонента для ячеистых бетонов применяют:

- кварцевый песок с содержанием кварца не менее 70%, окись натрия – более 0,5%, окись кальция – более 1,5%, слюды – не более 0,5 %, хлориды – не более 0,2%, илистых и глинистых примесей – не более 3%;
- тонкодисперсные вторичные продукты обогащения руд, содержащие SiO_2 – не менее 60%, железистых минералов – не более 20%, сернистых соединений в пересчете на SiO_2 – не более 2%, слюды – не более 0,5%, глинистых частиц – не более 3%.

6.1.1.7 В качестве газообразователя для газобетона применяют алюминиевую пудру или пасту на ее основе с содержанием активного алюминия в пудре – не менее 90%, в пасте – не менее 60%; кроющей способности в воде – не менее 7000 $\text{см}^2/\text{г}$.

6.1.1.8 Для образования ячеистой структуры пенобетона применяют различные виды поверхностно активных веществ, способствующих получению устойчивых пен (неограниченные пенообразователи типа клееканифольного, смолосапонинового, алюмосульфатонафтового, ГК или органические пенообразователи). Для стабилизации пены применяют вязкие вещества типа жидкого стекла, животного клея и др.

6.1.1.9 Основными показателями качества ячеистого бетона, устанавливаемыми при проектировании, являются:

- класс ячеистого бетона по прочности на сжатие **СС**;
- марка по морозостойкости **F** (назначают для конструкций, подвергаемых действию попеременного замораживания и оттаивания);
- класс по средней плотности **D**.

6.1.1.10 При необходимости могут быть установлены дополнительные технические показатели качества бетона, связанные с теплоизоляцией, термической стойкостью, огнестойкостью, коррозионной стойкостью, биологической защитой и т. п. Необходимые показатели качества бетона следует устанавливать при проектировании бетонных, железобетонных в соответствии с расчетом и классом по условиям эксплуатации согласно указаниям раздела 5.

6.1.2 Классификация ячеистых бетонов, характеристические и расчетные сопротивления

6.1.2.1 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций следует применять ячеистые бетоны по EN 206-1 следующих классов по прочности на сжатие: СС0,3/0,4; СС0,6/0,7; СС0,9/1; СС1,3/1,5; СС1,7/2; СС2,2/2,5; СС3,1/3,5; СС4,5/5; СС6,9/7,5; СС9/10; СС11/12,5; СС13/15.

Примечание - Класс ячеистого бетона по прочности на сжатие, например, СС11/12,5 предполагает, что характеристическая (квантиль 5%) прочность бетона на сжатие в цилиндрах диаметром 150 мм и длиной 300 мм в возрасте 28 суток должна быть не менее 11 МПа (при средней цилиндрической прочности 14,13 МПа), а характеристическая (квантиль 5%) прочность бетона на сжатие в кубах с гранью 150 мм должна быть не менее 12,5 МПа.

По средней плотности ячеистые бетоны делятся на следующие марки: D300; D400; D500; D600; D700; D800; D900; D1000; D1100; D1200.

По морозостойкости ячеистые бетоны делятся на следующие марки: F15; F25; F35; F50; F75.

6.1.2.2 Базовой прочностной характеристикой ячеистого бетона, применяемой при расчетах бетонных и железобетонных конструкций, является характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию f_{ck} .

6.1.2.3 При проектировании сборных железобетонных конструкций следует дополнительно указывать прочность бетона на сжатие, соответствующую этапу изготовления конструкции (например, распалубочная прочность и т. д.).

6.1.2.4 Для средних стандартных условий хранения конструкции (EN 12390) среднюю прочность бетона на сжатие в возрасте t , сут, $f_{cm}(t)$ допускается определять по формуле

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (6.1a)$$

Для железобетонных элементов, подвергнутых тепловой обработке, среднюю прочность бетона на сжатие в возрасте t , сут, $f_{cm}(t)$ допускается определять по формуле

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (6.1b)$$

Значение коэффициента $\beta_{cc}(t)$ в формуле (6.1a) определяется по формуле

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ 0,25 \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (6.2)$$

В формулах (6.1a), (6.1b) и (6.2):

$f_{cm}(t)$ - средняя прочность бетона на сжатие в возрасте t (> 28 сут);

f_{cm} - средняя прочность бетона на сжатие в возрасте 28 сут, принимаемая по таблице 6.1;

f_{cmp} - средняя прочность бетона на сжатие при окончании тепловой обработки в момент времени $t_p < t$;

t - возраст бетона (> 28 сут); $t_1 = 1$ сут.

6.1.2.5 Характеристические сопротивления бетона осевому сжатию и растяжению, а также значения его средней прочности на осевое сжатие, соответствующие нормированным в 6.1.2.1 классам по прочности, представлены в таблице 6.1.

6.1.2.6 Расчетные сопротивления бетона сжатию f_{cd} и растяжению f_{ctd} следует определять путем деления характеристических сопротивлений бетона соответственно осевому сжатию f_{ck} и осевому растяжению f_{ctk} на частные коэффициенты безопасности по бетону γ_c и γ_{ct} , принимаемые равными:

- а) при расчете по предельным состояниям несущей способности: $\gamma_c = 1,5$ и $\gamma_{ct} = 2,3$;
- б) при расчете по предельным состояниям эксплуатационной пригодности - 1,0.

6.1.3 Упругие деформации бетона

6.1.3.1 Упругие деформации бетона зависят от его вида и технологических особенностей приготовления. Настоящее Нормативно-техническое пособие устанавливает следующие базовые показатели, характеризующие упругие деформации бетонов:

–модуль упругости бетона E_{cm} (определяемый как тангенс угла наклона секущей между точками $\sigma_c = 0$ и $\sigma_c = 0,4 \cdot f_{cm}$), значения которого для нормальных бетонов следует принимать по таблице 6.1.

Изменение модуля упругости бетона во времени $E_{cm}(t)$ может быть определено по формуле

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm}, \quad (6.5)$$

где:

$f_{cm}(t)$ - средняя прочность бетона на сжатие к моменту времени t , определяемая по формулам (6.1а, б);

f_{cm} - средняя прочность бетона в возрасте 28 сут, определяемая по таблице 6.1;

E_{cm} - модуль упругости бетона в возрасте 28 сут, определяемый по таблице 6.1;

–коэффициент Пуассона $\nu_c = 0,20$;

–коэффициент линейного температурного расширения $\alpha_{ct} = 0,8 \cdot 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$;

–коэффициент теплопроводности ячеистого бетона λ_c в зависимости от средней плотности принимается по таблице 6.2.

Таблица 6.1 - Прочностные и деформационные характеристики ячеистого бетона

Классы прочности бетона													Аналитическая зависимость/пояснение
f_{ck} , МПа	0,3	0,6	0,9	1,3	1,7	2,2	3,1	4,5	6,9	9	11	13	
$f_{ck,cube}$, МПа	0,4	0,7	1	1,5	2	2,5	3,5	5	7,5	10	12,5	15	
f_{cm} , МПа	0,38	0,77	1,56	1,67	2,18	2,82	3,98	5,78	8,86	11,56	14,13	16,7	$0,78f_{cm}=f_{ck}$
f_{ctm} ,МПа				$0,36.\eta_1$	$0,42.\eta_1$	$0,51.\eta_1$	$0,64.\eta_1$	$0,82.\eta_1$	$1,1.\eta_1$	$1,3.\eta_1$	$1,5.\eta_1$	$1,7.\eta_1$	$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{\frac{2}{3}}$ $\eta_1=0,40+0,6\rho/1200$
$f_{ctk,0,05}$, МПа				$0,25.\eta_1$	$0,29.\eta_1$	$0,36.\eta_1$	$0,45.\eta_1$	$0,57.\eta_1$	$0,77.\eta_1$	$0,91.\eta_1$	$1,05.\eta_1$	$1,19.\eta_1$	$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm}$ Квантиль 5%
$f_{ctk,0,95}$, МПа				$0,47.\eta_1$	$0,55.\eta_1$	$0,66.\eta_1$	$0,83.\eta_1$	$1,07.\eta_1$	$1,43.\eta_1$	$1,69.\eta_1$	$1,95.\eta_1$	$2,21.\eta_1$	$f_{ctk,0,95} = 1,3f_{ctm}$ Квантиль 95%
E_{cm} , ГПа				$2,24.\eta_E$	$2,77.\eta_E$	$3,68.\eta_E$	$4,04.\eta_E$	$5,57.\eta_E$	$7,22.\eta_E$	$8,4.\eta_E$	$8,8.\eta_E$	$9,3.\eta_E$	$\eta_E=0,6+ 0,4(\rho/1200)^3$
ε_{c1} , ‰				$2,1.\eta_1$									См. рисунок 6.1
ε_{cu1} , ‰				$3,0.\eta_1$									См. рисунок 6.1
ε_{c2} , ‰				$2,0.\eta_1$									См. рисунок 6.2
ε_{cu2} , ‰				$2,8.\eta_1$									См. рисунок 6.2
n				2									См. рисунок 6.2
ε_{c3} , ‰				$1,6.\eta_1$									См. рисунок 6.3
ε_{cu3} ,‰				$2,8.\eta_1$									См. рисунок 6.3
Примечания 1. Для ячеистых бетонов неавтоклавного твердения значения f_{ck} , $f_{ck,cube}$, f_{cm} , f_{ctm} , $f_{ctk,0,05}$, $f_{ctk,0,95}$ умножать на коэффициент К=0,9													
2. Для ячеистых бетонов неавтоклавного твердения значения E_{cm} умножать на коэффициент К=0,8.													

Таблица 6.2

Ячеистый бетон	Коэффициент теплопроводности, $Вт/(м \cdot ^\circ C)$, при марке бетона по средней плотности									
	Д300	Д400	Д500	Д600	Д700	Д800	Д900	Д1000	Д1100	Д1200
	0,07	0,09	0,10	0,12	0,15	0,18	0,21	0,25	0,29	0,33

6.1.4 Ползучесть и усадка бетона

6.1.4.1 При расчетах бетонных и железобетонных конструкций следует учитывать изменение свойств бетона во времени, а также усилия, напряжения и перемещения, связанные с развитием длительных процессов (усадки и ползучести). Допускается использовать в расчетах предельные значения характеристики (коэффициента) ползучести и усадки.

6.1.4.2 Деформации ползучести бетона $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ для времени $t = \infty$ при постоянном напряжении сжатия σ_c , приложенном в возрасте бетона t_0 , равны:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{co}}. \quad (6.6)$$

Предельные значения коэффициента ползучести для бетона $\varphi(\infty, t_0)$ допускается принимать по графикам, приведенным на рисунке 6.1.

Предельные значения коэффициента ползучести для бетона $\varphi(\infty, t_0)$, полученные из графиков, приведенных на рисунке 6.1, применимы для расчетных ситуаций, когда уровень сжимающих напряжений в бетоне при первом нагружении в момент времени t_0 не превышает $0,45f_{cm}(t_0)$. Если сжимающие напряжения в момент времени t_0 превышают $0,45f_{cm}(t_0)$, следует выполнять модификацию значений коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ полученных по графикам, приведенным на рисунке 6.1, с учетом нелинейной ползучести по формуле

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp[1,5 - (k_\sigma - 0,45)], \quad (6.7)$$

где:

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ - предельное значение модифицированного (нелинейного) коэффициента нелинейной ползучести;

k_σ - коэффициент, зависящий от уровня нагружения $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$ (σ_c - сжимающие напряжения в бетоне в момент времени t_0);

$f_{cm}(t_0)$ - средняя прочность бетона на сжатие в возрасте t_0 , определяемая согласно 6.1.2.4.

6.1.4.3 Предельные значения коэффициента ползучести бетона $\varphi(\infty, t_0)$, принятые по графическим зависимостям, приведенным на рисунке 6.1, применимы при расчетах конструкций в условиях сезонных колебаний температуры от минус 40 до 40°C и относительной влажности RH от 20% до 100 %.

6.1.4.4 Предельные значения коэффициента ползучести бетона $\varphi(\infty, t_0)$, определяемые по графическим зависимостям, показанным на рисунке 6.1, применимы для бетонов классов по прочности на сжатие не более C55/67.

6.1.4.5 Величину усадки бетона ε_{cs} следует определять по формуле

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}, \quad (6.8)$$

где:

ε_{cd} - часть усадки бетона, обусловленная испарением из него влаги;

ε_{ca} - часть усадки бетона, обусловленная процессами твердения бетона.

Величину усадки бетона $\varepsilon_{cd}(t)$ следует определять по формуле

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (6.9)$$

где:

$\varepsilon_{cd,0}$ - номинальные значения части усадки, которые допускается определять по таблице 6.3;

k_h - коэффициент, который зависит от приведенного размера сечения h_0 , принимаемый по таблице 6.4.

β_{ds} - функция развития усадки бетона во времени, определяемая по формуле

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}, \quad (6.10)$$

t - возраст бетона, для которого рассчитывается величина части усадки, сут;

t_s - возраст бетона к моменту окончания влажного хранения бетона, сут;

$h_0 = \frac{2A_c}{u}$ - приведенный размер поперечного сечения, мм;

A_s, u - соответственно площадь и периметр поперечного сечения элемента, мм;

Предельное значение относительной деформации усадки, обусловленной испарением влаги, $\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$. Значение номинальной относительной деформации $\varepsilon_{cd,0}$ принимается из таблицы 6.3.

При определении промежуточных значений части усадки бетона $\varepsilon_{cd,0}$, по таблице 6.3 допускается линейная интерполяция.

6.1.4.6 Величину части усадки бетона $\varepsilon_{ca}(t)$ следует определять по формуле

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty}, \quad (6.11)$$

где:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \text{ и} \quad (6.12)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}); \quad (6.13)$$

t - время, сут.

Таблица 6.3 – Номинальные значения для свободной относительной деформации усадки $\varepsilon_{cd,0}$, ‰

$f_{ck}/f_{c,cube}$, МПа	Относительная влажность воздуха RH, %					
	20	40	60	80	90	100
1/1,3и более	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00

Таблица 6.4– Значения k_h в формуле (6.9)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

6.1.5 Диаграммы деформирования (состояния) бетона при одноосном напряженном состоянии

6.1.5.1 В качестве обобщенной характеристики механических свойств бетона при одноосном напряженном состоянии следует принимать диаграмму состояния (деформирования) бетона, устанавливающую связь между напряжениями σ_c и продольными относительными деформациями ε_c сжатого бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки вплоть до установленных предельных значений, отвечающих разрушению бетона при однородном напряженном состоянии.

В общем случае диаграмма деформирования (состояния) бетона при осевом кратковременном сжатии имеет криволинейное очертание с ниспадающей ветвью (рисунок 6.2).

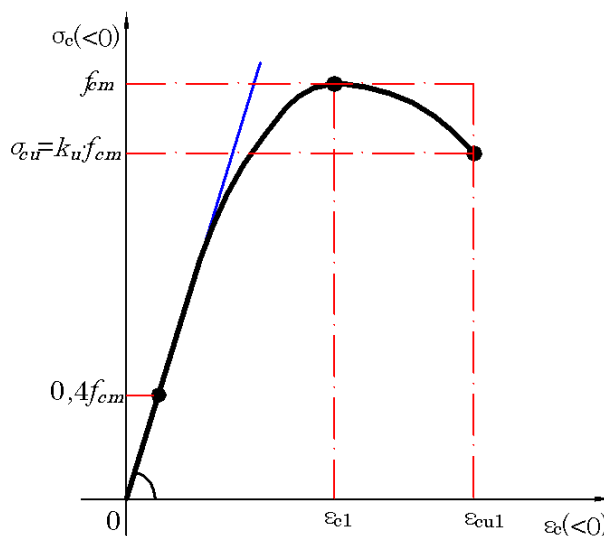


Рисунок 6.2 - Диаграмма деформирования (состояния) бетона при осевом кратковременном сжатии

6.1.5.2 Для описания полной диаграммы деформирования бетона в условиях осевого кратковременного сжатия допускается использовать следующую аналитическую зависимость

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (6.14)$$

где:

f_{cm} — прочность бетона на осевое сжатие, установленная для проектирования конструкций, принимаемая по таблице 6.1;

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \quad (\varepsilon_{c1} < 0);$$

ε_{c1} - относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования, значение которой следует принимать по таблице 6.1;

$$k = \frac{1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}},$$

E_{cm} - модуль упругости бетона для нелинейных расчетов конструкций, ГПа, определяется по формуле

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

Зависимость (6.14) применима в интервале относительных деформаций $0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu1}|$, где:

ε_{cu1} - значение предельных относительных деформаций бетона при сжатии, принимаемое по таблице 6.1.

При расчете сечений по предельным состояниям несущей способности допускается принимать упрощенные диаграммы состояния для бетона (параболически-линейную, состоящую из отдельных прямолинейных участков и т. д.), эквивалентные базовой диаграмме.

6.1.5.3 При описании нормативных диаграмм деформирования в качестве основной следует принимать базовую точку в вершине диаграммы с напряжениями, равными характеристическим значениям сопротивления бетона осевому сжатию f_{ck} .

За критическую область работы бетона на нисходящем участке диаграммы деформирования при расчете следует ограничивать уровнем напряжений $\sigma_{cu} = k_u \cdot f_{ck}$, принимая значение коэффициента $k_u = 0,9$.

Предельные значения относительных деформаций бетона ε_{cu1} , принимаемые в расчетах, не должны превышать значений, приведенных в таблице 6.1.

6.1.5.4 Расчетные значения напряжений в узловых точках диаграммы деформирования следует определять согласно указаниям 6.1.5.3, принимая вместо характеристических значений сопротивления бетона f_{ck} их расчетные значения f_{cd} с коэффициентом α_{cc} , учитывающим длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т. д.

Значения коэффициента α_{cc} следует принимать равными $\alpha_{cc} = 0,85$.

В интервале относительных деформаций $|\varepsilon_{c1}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu1}|$ расчетная диаграмма деформирования бетона (рисунок 6.3) имеет горизонтальный участок, соответствующий расчетному сопротивлению $\alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$.

6.1.5.5 При расчете прочности сечений железобетонных конструкций допускается применять параболически-линейную диаграмму (рисунок 6.3а), для которой взаимосвязь между напряжениями и относительными деформациями описывается следующими зависимостями:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \text{ при } 0 \leq |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c2}|, \quad (6.15)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \text{ при } |\varepsilon_{c2}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu2}|, \quad (6.16)$$

где:

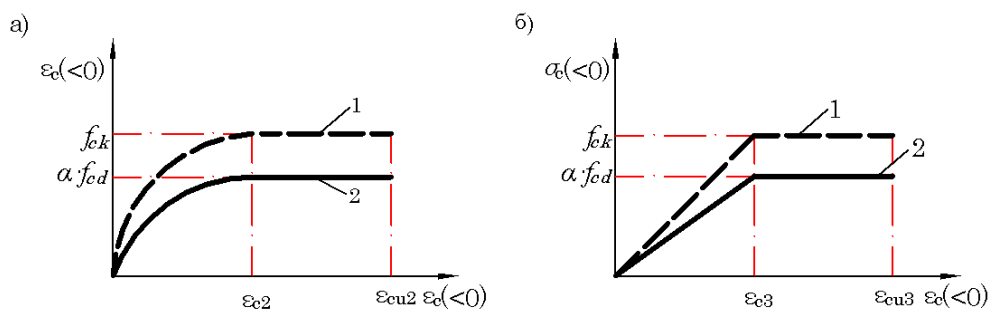
n - показатель степени, принимаемый по таблице 6.1;

ε_{c2} - относительные деформации, соответствующие максимальным напряжениям на диаграмме, принимаемые по таблице 6.1;

ε_{cu2} - расчетные предельные относительные деформации бетона, принимаемые по таблице 6.1;

f_{cd} - расчетное сопротивление бетона сжатию.

При расчете прочности сечений железобетонных конструкций допускается использовать эквивалентную упрощенную билинейную диаграмму деформирования бетона при сжатии (рисунок 6.3б). Значения относительных деформаций ε_{c3} и ε_{cu3} следует принимать по таблице 6.1.



1 - нормативная диаграмма; 2 - расчетная диаграмма

Рисунок 6.3 - Диаграммы деформирования бетона при сжатии, применяемые при расчете прочности сечений железобетонных конструкций:
а - параболически-линейная; б - упрощённая билинейная.

6.1.5.6 При расчете прочности сечений простой формы с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой грани конструкции, и усилиями, действующими в плоскости симметрии, допускается применять прямоугольную эпюру распределения напряжений в пределах эффективной высоты сжатой зоны сечения (рис. 6.3а).

Значение коэффициента λ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения и значение коэффициента η для определения эффективной прочности следуют принимать равными:

$$\lambda = 0,8; \quad \eta = 1,0$$

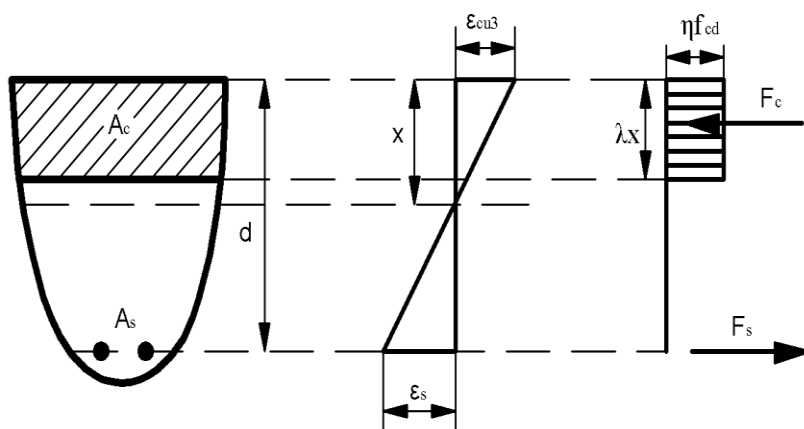


Рисунок 6.3а - Равномерное распределение напряжений по высоте эффективной сжатой зоны сечения

6.1.5.7 Зависимость между прочностью бетона на растяжение при изгибе $f_{ctm,fl}$ и средней прочностью на осевое растяжение f_{ctm} допускается принимать в следующем виде

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad (6.17)$$

где:

h - полная высота элемента, мм;

f_{ctm} - средняя прочность на осевое растяжение, принимаемая по таблице 6.1.

6.2 Требования к арматуре

6.2.1 Применяемые классы арматуры

6.2.1.1 В качестве арматуры железобетонных конструкций следует применять арматуру классов St240, St400 и St500. По способу производства арматура может быть горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами.

Допускаемые классы арматуры приведены в приложении Б.

6.2.1.2 Для железобетонных конструкций из ячеистых бетонов диаметр арматуры не должен превышать 16 мм.

6.2.2 Характеристические и расчетные сопротивления арматуры

6.2.2.1 Характеристическое сопротивление арматуры $f_{yk} (f_{0,2k})$ - наименьшее контролируемое значение физического предела текучести или условного предела текучести, равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению, равному 0,2 %. Указанные контролируемые характеристики гарантируются заводами-изготовителями с обеспеченностью не менее 0,95.

6.2.2.2 Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} определяют путем деления характеристического сопротивления $f_{yk}(f_{0,2k})$ на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s , принимаемый равным 1,15 для стержневой и 1,2 - для проволочной арматуры.

При расчете по наклонным сечениям расчетные сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) f_{ywd} снижаются по сравнению с f_{yd} путем умножения на

коэффициент условий работы $\gamma_{s1} = 0,8$ - для учета неравномерности распределения напряжений в арматуре по длине рассматриваемого сечения.

Характеристики ненапрягаемой арматуры представлены в таблице 6.4.

Таблица 6.4 - Характеристики арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}}$	$f_{yk}(f_{0,2k}),$ Н/мм ²	$f_{yd}(f_{0,2d}),$ Н/мм ²	$f_{ywd}, \text{Н/мм}^2$	
St240	5,5 - 20	Гладкая	1,5	240	209	167*	150
St400	6 - 20	Периодического профиля	1,25-1,5	400	348	279*	251
St500	3 - 20	Периодического профиля	1,2	500	435(410)**	348* (328)**	313 (295)**
* Для случая применения в вязаных каркасах.							
** В скобках приведены значения для проволочной арматуры.							

6.2.3 Деформативные характеристики арматуры

6.2.3.1 Арматура должна иметь адекватную пластичность, определяемую отношением прочности на растяжение к пределу текучести $\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$ и относительным удлинением при максимальной нагрузке ε_{uk} . На рисунке 6.4 приведены диаграммы

деформирования «напряжение - относительная деформация» для горячекатаных и холодноотянутых сталей.

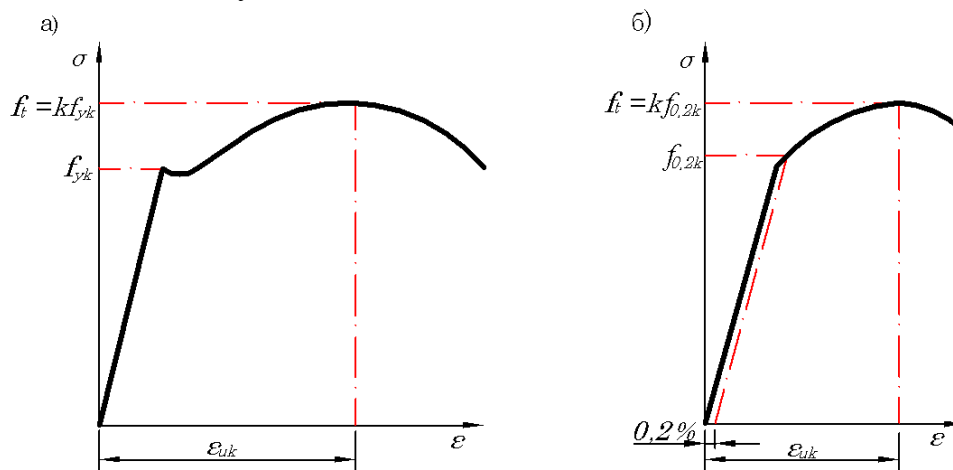


Рисунок 6.4 - Диаграммы «напряжение - относительная деформация» для арматурных сталей: а - для горячекатаной стали; б- для холодноотянутой стали

6.2.3.2 Зависимость « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для стержневой и проволочной арматуры класса St500 следует принимать в соответствии с диаграммой рисунка 6.5а.

Зависимость « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для стержневой арматуры класса St240 и St400 следует принимать с горизонтальным участком от ε_{sy} до ε_{su} (рисунок 6.5б).

Модуль упругости арматуры E_s в интервале температур от минус 30 до плюс 200°C следует принимать равным $E_s = 200 \text{ кН/мм}^2$.

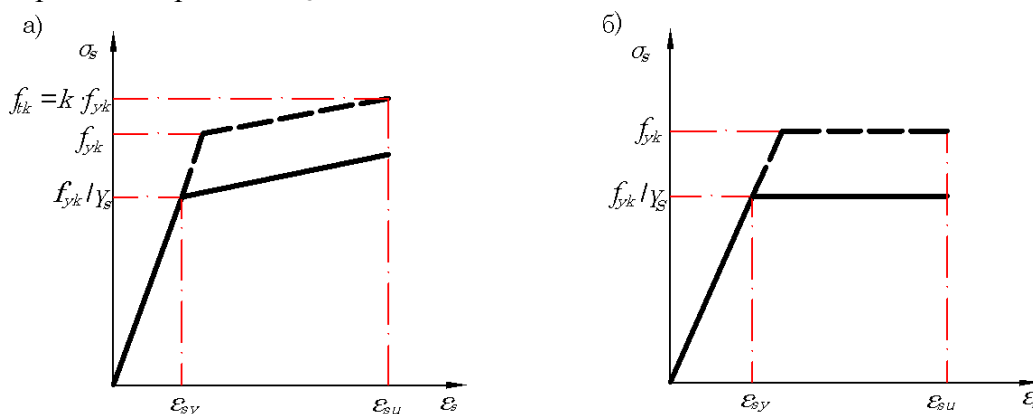


Рисунок 6.5 - Зависимость « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для арматуры:

а - для стержневой и проволочной арматуры класса St500;

б - для стержневой арматуры классов St240 и St400.

7 РАСЧЕТ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО КРИТИЧЕСКИМ ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ (ULS) (ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ)

7.1 Изгиб с осевой продольной силой

7.1.1 Общие положения

7.1.1.1 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по критическим предельным состояниям по несущей способности следует производить из условия, по которому усилия от расчетных сочетаний воздействий не превышают предельных усилий, которые может воспринять конструкция в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси.

Расчетным критерием исчерпания несущей способности конструкций и систем из них при действии изгибающих моментов и продольных сил следует считать исчерпание прочности сечений, нормальных к продольной оси, и переход системы или ее отдельного элемента в изменяемое состояние.

7.1.1.2 В общем случае предельные усилия, которые может воспринять железобетонная конструкция в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси, определяются из решения общей системы уравнений деформационной расчетной модели, представленной в 5.2.12. Расчетные схемы распределения относительных деформаций в сечении элемента при расчете по прочности показаны на рисунке 7.1.

7.1.1.3 Критерием исчерпания прочности железобетонных конструкций по сечениям, нормальным к продольной оси, при использовании деформационной расчетной модели принято условие достижения относительными деформациями сжатого бетона или растянутой арматуры их предельных значений.

7.1.1.4 Величину предельных относительных деформаций сжатого бетона ε_c следует принимать по таблице 6.1, при этом она не должна превышать:

- а) для центрально сжатых сечений - значений $\varepsilon_{c2}(\varepsilon_{c3})$ по таблице 6.1;
- б) для внецентренно сжатых сечений (с двузначной эпюрой относительных деформаций) - $\varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3})$ по таблице 6.1.

При расчете сопротивления сечений элементов железобетонных конструкций по деформационной расчетной модели действуют следующие допущения:

- напряжения и деформации бетонов связаны соответствующими диаграммами деформирования « $\sigma_c - \varepsilon_c$ », принимаемыми в соответствии с указаниями раздела 6;
- напряжения и деформации арматуры связаны диаграммами деформирования « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » в соответствии с указаниями раздела 6;
- для средних деформаций бетона и арматуры считается справедливой гипотеза плоского сечения;
- бетон, испытывающий растяжение, в расчетах не учитывается.

7.1.1.5 Расчет сопротивления сечений, нормальных к продольной оси элемента, следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{d}$, определяемой из условий равновесия, и значением относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_{lim} , при котором предельное состояние

элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению $\sigma_{sd} = f_{yd}$, и бетоном крайнего волокна сжатой зоны предельных относительных деформаций ε_{cu2} или ε_{cu3} .

Значение ξ_{lim} определяется по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} \quad \text{или} \quad \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu3}} \quad (7.1)$$

где:

- ε_{sy} - относительная деформация арматуры, при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления f_{yd} , определяемая по формуле

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s}. \quad (7.2)$$

Расчетные формулы прочности нормальных сечений любой симметричной формы выводят из двух условий равновесия элемента в предельном состоянии $\sum M = 0$ и $\sum X = 0$:

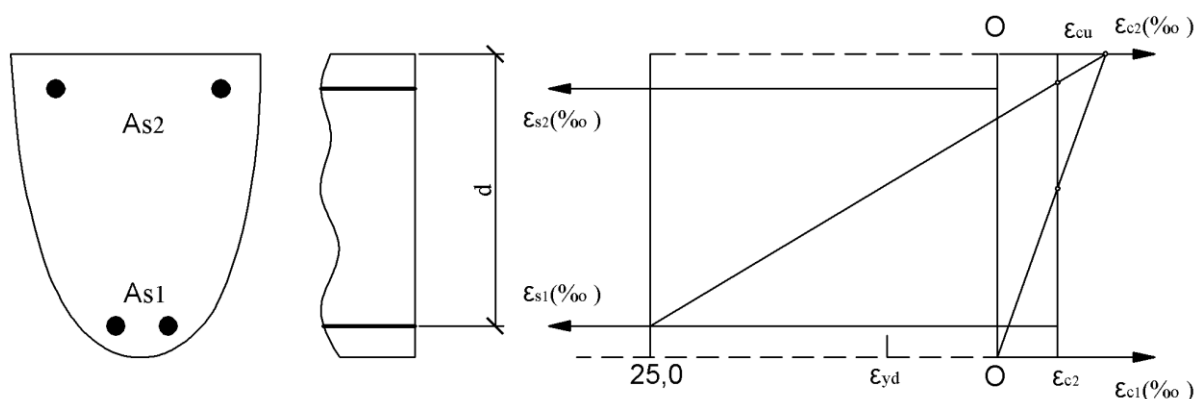


Рисунок 7.1 - Расчетные схемы распределения относительных деформаций в сечении, нормальном к продольной оси, при расчете элемента по прочности с использованием деформационной модели

Прочность нормальных сечений элемента считают обеспеченной, если внешний момент M_{Ed} не превосходит несущую способность сечений элемента, выраженную в виде обратно направленного момента M_{Rd} внутренних сил ($M_{Ed} \leq M_{Rd}$).

7.1.2 Изгиб с преобладающим моментом

Преобладающий момент при изгибе существует, если выполняется следующее условие:

$$\frac{e_d}{h} = \left| \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot h} \right| > 3,5.$$

Расчеты по подбору размеров нормальных сечений и площади сечений рабочей

арматуры прямоугольных, тавровых или круглых элементов рекомендуется выполнять согласно итерационным диаграммам и таблицам приложения В.

7.1.2.1 Изгибаемые железобетонные элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой

а) Подбор продольной арматуры производим с применением таблицы В1 приложения В для определения несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой с использованием безразмерного связывающего коэффициента k_d .

Изгибающий момент, действующий в сечении

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

Определяем значение коэффициента

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{Eds}/b}} \quad (\text{см. табл. В1 приложение В}) \quad (7.3)$$

По табл. В1. $\rightarrow k_s$.

Площади требуемой площади растянутой одиночной арматуры:

$$A_{s1} [cm^2] = k_s \cdot \frac{M_{Eds} [кН \cdot м]}{d [cm]} + \frac{N_{Ed} [кН]}{43,5} \quad (7.4)$$

б) Подбор продольной арматуры производим по таблице В.2 приложения В для определения несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой с использованием безразмерных коэффициентов.

Определяем значение коэффициента

$$a_m = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} (\text{см. табл. В.2, приложение В}) \quad (7.5)$$

По табл. В.2 приложения В $\rightarrow \sigma_{sd} \rightarrow \omega$.

Площади требуемой площади растянутой арматуры:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) \quad (7.6)$$

в) Подбор продольной арматуры производим с использованием общей диаграммы расчета по таблице В.1 приложения В.

Определяем значение коэффициента

$$a_m = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} (\text{см. табл. 1, приложение В}) \quad (7.7)$$

По табл. В.2. Приложение В $\rightarrow \varepsilon_{s1} \rightarrow \xi = \frac{z}{d}$.

Для $\varepsilon_{s1} \rightarrow \sigma_{s1d}$.

Площади требуемой площади растянутой арматуры:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \left(\frac{M_{Eds}}{\xi \cdot d} + N_{Ed} \right). \quad (7.8)$$

7.1.2.2 Изгибаемые железобетонные элементы таврового сечения с одиночной арматурой

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т.п.), производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) случай 1 – сжатая зона сечения элемента с одиночной арматурой находится выше ребра, т. е. нулевая линия проходит в пределах полки ($x \leq h'_f$). Расчет тавровых сечений по случаю 1 не отличается от расчета прямоугольных сечений шириной b'_f .

б) случай 2 – сжатая зона сечения опускается ниже полки ($x \geq h'_f$), т. е. нулевая линия пересекает ребро сечение. Тогда тавровое сечение рассчитывают с учетом сжатия в ребре.

Расчет изгибаемых элементов с использованием безразмерного связывающего коэффициента k_d по таблицы 5 приложения В

Подбор площади сечения растянутой A_{s1} и сжатой A_{s2} арматуры производим с применением таблицы 2 приложение В для определения несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой с использованием безразмерного связывающего коэффициента k_d .

Площади сечения растянутой A_{s1} и сжатой A_{s2} арматуры, если по расчету требуется сжатая арматура, определяют по формулам:

$$k_d = \frac{d[\text{см}]}{\sqrt{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]/b[\text{м}]}} \quad (\text{см. табл.2, приложение В}); \quad (7.9)$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$A_{s1}[\text{см}^2] = p_1 \cdot k_{s1} \cdot \frac{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]}{d[\text{см}]} + \frac{N_{Ed}[\text{кН}]}{43,5}; \quad (7.10a)$$

$$A_{s2}[\text{см}^2] = p_2 \cdot k_{s2} \cdot \frac{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]}{d[\text{см}]}. \quad (7.10б)$$

7.1.3 Изгиб с преобладающей продольной силой

Преобладающая продольная сила при изгибе существует, если выполняется следующее условие:

$$\frac{e_d}{h} = \left| \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot h} \right| \leq 3,5.$$

Расчеты по подбору размеров нормальных сечений и площади сечений рабочей арматуры прямоугольных рекомендуется выполнять согласно итерационным диаграммам таблицы 3 приложения В.

7.1.4 Внецентренно сжатые железобетонные элементы с малым эксцентриситетом (центрально сжатые)

При сжатии сопротивление действию внешней продольной силы N оказывают бетон и

продольная арматура. Величину предельных относительных деформаций сжатого бетона ε_c следует принимать по таблице 6.1, при этом она не должна превышать для центрально сжатых сечений - значений $|\varepsilon_{c2}| = 2,0 \cdot \eta_1 \cdot \rho_l$ при центральном или внецентренном сжатии $e_d/h \leq 0,1$.

7.2 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил

7.2.1 Элементы без поперечной арматуры

7.2.1.1 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил при отсутствии вертикальной и (или) наклонной (отогнутой) арматуры, следует производить из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \quad (7.13)$$

где:

V_{Ed} - расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок;

$V_{Rd,c}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры, определяемая по формулам (7.14)–(7.15).

7.2.1.2 Даже если на основе расчета поперечная арматура не требуется, необходимо предусмотреть минимальное поперечное армирование согласно п. 9.2.2. Минимальное поперечное армирование допускается не предусматривать в таких элементах, как плиты (сплошные, ребристые или многопустотные плиты), где возможно поперечное перераспределение нагрузок. Допускается также не предусматривать минимальное поперечное армирование в элементах второстепенного значения (например, для перемычек с пролетом, менее или равным 2 м), которые существенно не влияют на общую несущую способность и устойчивость конструкции.

7.2.1.3 В зонах элемента, где $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ согласно формуле (7.13), необходимо предусмотреть поперечную арматуру, которая позволит выполнить условие где $V_{Ed} \leq V_{Rd,ct}$ (см. формулу 7.14).

7.2.1.4 Сумма расчетной поперечной силы и вкладов поясов, где $V_{Ed} = V_{ccd} + V_{td}$ ни в каком сечении элемента конструкции не должна превышать $V_{Rd,max}$ (см. 7.2.2).

7.2.1.5 Продольная растянутая арматура, как правило, должна воспринимать дополнительное растягивающее усилие, вызванное поперечной силой.

7.2.1.6 Для элементов, подверженных действию преимущественно равномерно распределенной нагрузки, расчетное поперечное усилие требуется проверять на расстоянии меньше d от грани опоры. Поперечную арматуру, устанавливаемую по расчету, необходимо доводить до опоры. Дополнительно необходимо проверить, что поперечное усилие на опоре не превышает $V_{Rd,max}$.

7.2.1.7 Если усилие прилагается вблизи низа сечения дополнительно к поперечной арматуре, которая обеспечивает сопротивление поперечной силе, необходимо установить вертикальную арматуру, передающую это усилие к верху сечения.

7.2.1.8 Расчетную поперечную силу $V_{Rd,c}$, воспринимаемую элементом без вертикальной и (или) наклонной арматуры, следует определять по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (7.14)$$

$$\text{но не менее } V_{Rd,c,min} = [0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}] \cdot b_w \cdot d, \quad (7.15)$$

где:

f_{ck} - в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ где } d - \text{ в мм};$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02,$$

A_{sl} - площадь сечения продольной растянутой арматуры, учитываемой в расчете прочности наклонного сечения, при условии, что она заведена за расчетное сечение на длину не менее $(l_{bd} + d)$ и надежно заанкерена (рисунок 7.2);

b_w - минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне.

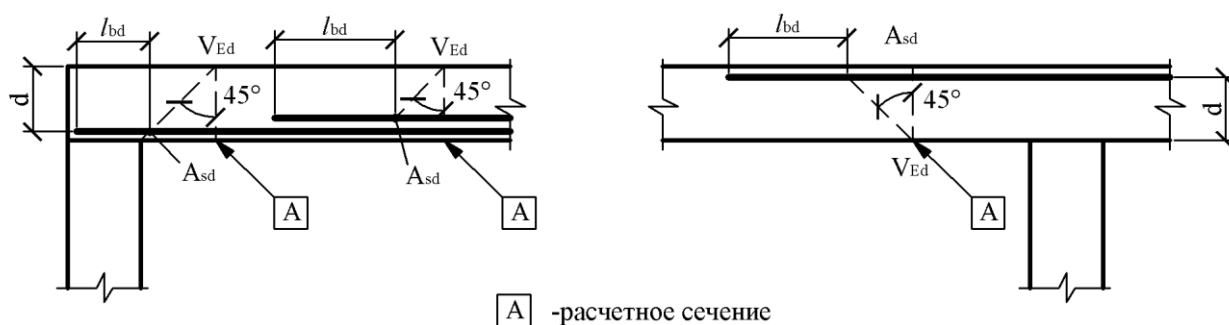


Рисунок 7.2- Положение расчётного сечения при определении площади поперечного армирования в формуле (7.116)

7.2.1.9 Расчет элементов без поперечной арматуры по прочности на действие поперечных сил по формуле (7.15) допускается не производить для сечений на участке, располагаемом между внутренней гранью опоры и точкой, получаемой в результате пересечения продольной оси элемента с линией, наклоненной под углом 45° от внутренней грани опоры.

7.2.1.10 Если расчетное сечение располагается на расстоянии $0,5d \leq x(a_v) < 2d$ от грани опоры, его прочность на действие перерезывающей силы следует проверять по формуле

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{x}{2d} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (7.16)$$

$$\text{но не более } V_{Rd,c,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (7.17)$$

при этом v является коэффициентом снижения прочности для бетона, с учетом образования наклонных трещин.

где $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$, - принято в национальном приложении (f_{ck} в МПа).

Формула (7.17) применима только для случая расчета, когда нагрузки действуют по верхней грани элемента и продольная арматура имеет обеспеченную анкеровку согласно требованиям раздела 9.

7.2.2 Элементы, в которых поперечную арматуру устанавливают по расчету

7.2.2.1 В случаях, когда не выполняется условие (7.14), для обеспечения прочности элементов по наклонному сечению поперечную арматуру необходимо устанавливать по расчету. Расчет железобетонных элементов на основе стержневой модели и модели наклонных сечений.

7.2.2.2 Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям должен производиться для обеспечения прочности:

на действие поперечной силы по наклонной трещине на основе стержневой модели (метод ферменной аналогии) (смотри п. 7.2.3);

на действие поперечной силы по наклонной трещине (альтернативная модель) (смотри п. 7.2.4);

– на действие изгибающего момента по наклонной трещине (альтернативная модель) (смотри п. 7.2.6).

7.2.2.3 В расчетах железобетонных элементов по наклонным сечениям используются уравнения равновесия проекций всех сил, действующих в наклонном сечении, на нормаль к продольной оси элемента и на продольную ось элемента, а также уравнение равновесия изгибающих моментов всех сил, действующих в наклонном сечении, относительно выбранной оси в пределах наклонного сечения.

7.2.2.4 Критерием исчерпания прочности элементов по наклонному сечению является достижение предельных усилий в сжатом бетоне над наклонной трещиной и между наклонными трещинами, а также в поперечной и продольной арматуре, пересекающей наклонные трещины.

7.2.2.5 В изгибаемых элементах отогнутые стержни допускается применять в качестве поперечного армирования в сочетании с поперечными стержнями. Угол между отогнутыми стержнями и продольной арматурой должен составлять от 30° до 60°. При этом не менее 50% поперечной силы V_{Ed} должно быть воспринято вертикальной поперечной арматурой.

7.2.2.6 Поперечное армирование должно удовлетворять требованиям раздела 9.

7.2.3 Расчет железобетонных элементов по прочности на основе стержневой модели (метод ферменной аналогии)

7.2.3.1 Расчет железобетонных элементов по прочности наклонного сечения при действии поперечных сил (рисунок 7.3) следует производить из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,sy}, \quad (7.18)$$

где:

V_{Ed} – расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок;

$V_{Rd,sy}$ – составляющая поперечной силы, воспринимаемая арматурой в элементе, имеющем поперечное армирование.

α – угол наклона между поперечной и продольной рабочей арматурой;

θ – угол наклона между сжатой бетонной полосой (подкосом) и продольной рабочей арматурой. Максимально возможное значение $\cot \theta$ допускается принимать равным 2,5. Допускается принимать меньшие значения $\cot \theta$ при соблюдении нижнего предела $\cot \theta > 1$;

b_w – наименьшая ширина стенки;

z – плечо внутренней пары сил, значение которого при расчетах допускается принимать примерно $z = 0,9d$;

d – рабочая высота сечения;

F_{td} – расчетное значение растягивающего усилия в продольной арматуре;

F_{cd} – расчетное значение сжимающего усилия в бетоне в направлении продольной оси элемента

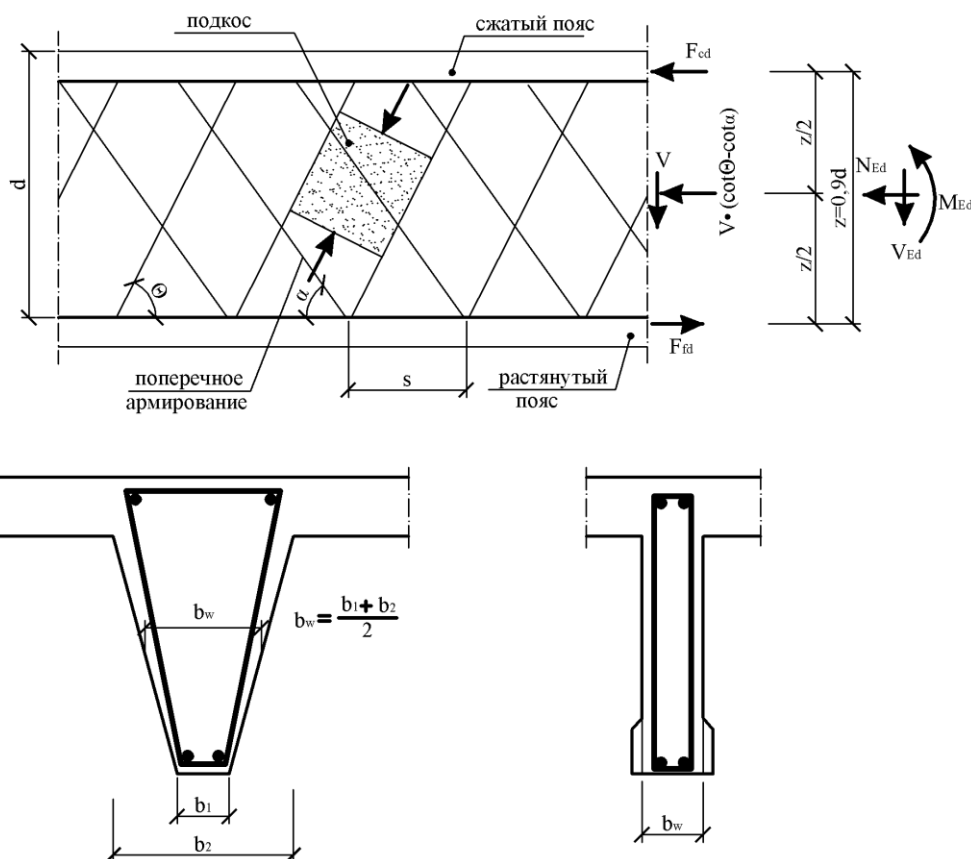


Рисунок 7.3- К расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы на основе стержневой модели

7.2.3.1 Расчет при отсутствии продольных сил, действующих на сечение

7.2.3.1.1 Расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом с поперечным армированием, следует определять по формуле

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad (7.19)$$

$$\text{при } \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}.$$

и $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ - принято в национальном приложении (f_{ck} в МПа)

для нормальных и мелкозернистых бетонов.

где:

A_{sw} -площадь сечения поперечной арматуры;

S - расстояние между хомутами;

b_w - наименьшая ширина стенки;

f_{ywd} - расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;

z- плечо внутренней пары сил для элемента с постоянной высотой, соответствующее изгибающему моменту в рассматриваемом элементе. При расчете поперечного усилия железобетонного элемента без продольной силы, в общем, может быть использовано приближенное значение $z = 0,9d$;

$\cot \theta$ - угол между бетонным сжатым раскосом и осью балки, перпендикулярной к поперечному усилию (предельные значения $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$);

f_{ck} - характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию;

f_{cd} - расчетное сопротивление бетона сжатию;

ν — коэффициент снижения прочности для бетона, с учетом образования наклонных трещин.

7.2.3.1.2 Расчетная поперечная сила, определенная по формуле (7.13), не должна превышать поперечную силу $V_{Rd,max}$, рассчитываемую по формуле

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (7.20)$$

где:

$V_{Rd,max}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая сжатыми подкосами при расчете наклонного сечения;

b_w - наименьшая ширина стенки;

f_{ywd} - расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;

$\nu_1 = \nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ - коэффициент понижения прочности бетона, учитывающий влияние наклонных трещин;

α_{cw} - коэффициент, учитывающий уровень напряжения в сжатом поясе, принимаемый для конструкций без предварительного напряжения равным 1,0.

Примечание - Если расчетное значение напряжения в поперечной арматуре составляет менее 80% характеристического предела текучести f_{yk} , то значение ν_1 может быть определено следующим образом:

$$\nu_1 = 0,6 \quad \text{для} \quad f_{ck} \leq 60 \text{ МПа};$$

$$\nu_1 = 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5 \quad \text{для} \quad f_{ck} \geq 60 \text{ МПа};$$

7.2.3.1.3 Для элементов, имеющих отогнутую под углом $\alpha \geq 45^\circ$ арматуру, предельную расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом, следует определять по формуле

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha, \quad (7.21)$$

$$\text{при } \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s \cdot b_w} \leq \frac{0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha}{1 - \cos \alpha}$$

Расчётная поперечная сила, определенная по формуле (7.21), не должна превышать поперечную силу $V_{Rd,max}$, рассчитываемую по формуле

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}. \quad (7.22)$$

7.2.3.1.4 В зонах без скачков и разрывов на эпюре поперечной силы V_{Ed} (например, при равномерно распределенной приложенной по верхней грани элемента нагрузке) площадь поперечной арматуры на любом отрезке длины $l = z \cdot (\cot \theta)$ может быть рассчитана по наименьшему значению V_{Ed} в данном отрезке.

7.2.3.1.5 Дополнительное растягивающее усилие в продольной арматуре ΔF_d , вызванное действием перерезывающей силы, следует определять по формуле

$$\Delta F_d = 0,5V_{Ed} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha). \quad (7.23)$$

При этом суммарное растягивающее усилие в продольной арматуре $(M_{Ed}/z) + \Delta F_d$ не должно быть большим, чем $M_{Ed,max}/z$.

7.2.3.1.6 Для элементов конструкции, на верхнюю грань сечения которых приложена нагрузка в пределах $0,5d < x(a_v) < 2d$ от грани опоры (короткой балки, консоли), доля этой нагрузки в поперечном усилии V_{Rd} может быть снижена умножением на коэффициент $\beta = \frac{a_v}{2d}$. Определенное таким образом поперечное усилие V_{Rd} должно удовлетворять условию

$$V_{Rd} = V_{Rd,ct} + A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha, \quad (7.24)$$

где:

$V_{Rd,ct}$ - определяют по формуле (7.16) для наиболее неблагоприятного положения расчетного сечения x ;

$A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha$ - составляющая поперечной силы, воспринимаемая поперечной арматурой, пересекаемой наклонной трещиной.

При этом в расчет вводят только поперечную арматуру в середине участка длиной $0,75 \cdot a_v$ (см. рисунок 7.4). Понижение с помощью коэффициента β должно применяться только при расчете поперечного армирования. Это действительно только тогда, когда продольная арматура полностью заанкерена на опоре. Для $a_v < 0,5 \cdot d$, как правило, необходимо использовать значение $a_v = 0,5 \cdot d$.

Значение V_{Rd} , определенное без учета понижающего коэффициента β , однако, не должно превышать $V_{Rd,max}$, рассчитанное по формуле (7.22).

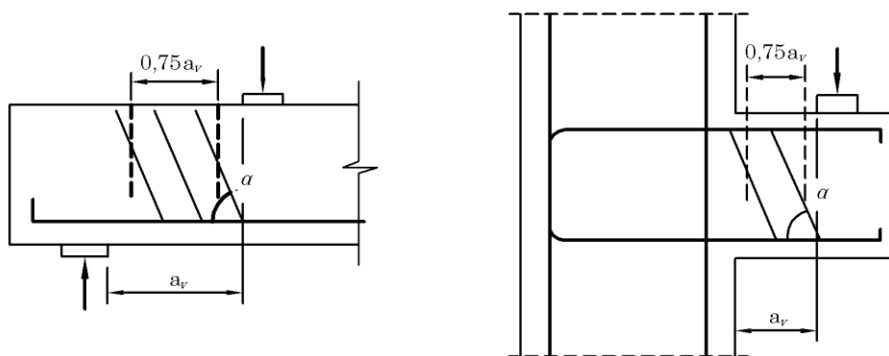


Рисунок 7.4- Поперечная арматура при коротких пролетах срез непосредственным воздействием раскосов

7.2.3.2 Срез между стенкой и полкой

7.2.3.2.1 Прочность на срез между стенкой и полкой следует рассчитывать, рассматривая полку как систему сжатых подкосов, соединенных растянутыми элементами

в виде поперечной арматуры. Количество поперечного армирования, устанавливаемого в полке на единицу длины A_{sf}/s_f , следует определять из условия

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq v_{Ed} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta_f, \quad (7.25)$$

где:

v_{Ed} - среднее усилие среза, приходящееся на единицу длины рассчитываемого участка по одну сторону от стенки, определяемое по формуле

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x}, \quad (7.26)$$

ΔF_d - приращение результирующей нормальных напряжений, распределенных в пределах полки с одной стороны от стенки на длине рассматриваемого участка Δx (см. рисунок 7.5).

При этом для предотвращения раздавливания сжатого подкоса, выделяемого наклонными трещинами в пределах полки, должно выполняться условие

$$V_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f. \quad (27)$$

При расчетах по формулам (7.126) и (7.128) допускается принимать следующие значения угла θ_f :

- для сжатой полки $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$);
- для растянутой полки $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$);.

В расчетах следует учитывать армирование полки, установленное для восприятия изгибающего момента в поперечном направлении (местный изгиб в полке).

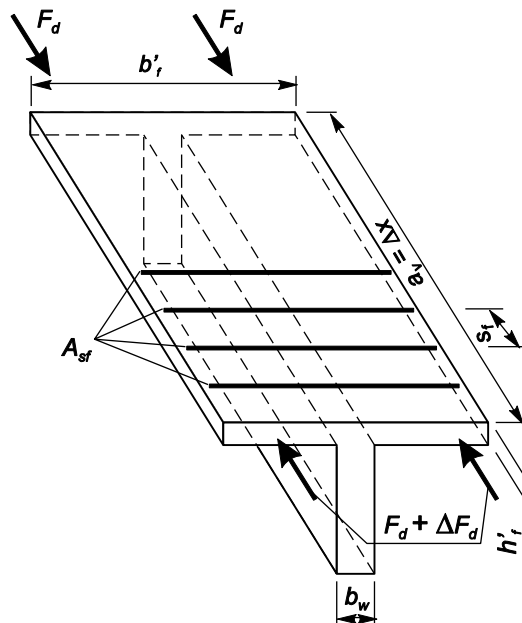


Рис.7.5 - К расчету на срез между полкой и стенкой

7.2.3.3 Расчет требуемой площади поперечной арматуры

7.2.3.3.1 Расчет требуемой площади поперечного армирования производят в зависимости от величины расчетной поперечной силы V_{Ed} , действующей в

рассматриваемом сечении. При этом в зависимости от положения расчетного сечения по длине приопорной зоны могут иметь различные расчетные ситуации.

В случае, когда:

1) $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ – поперечное армирование по расчету не требуется и его назначают исходя из конструктивных соображений;

2) $V_{Ed} > V_{Rd,max}$ – расчет поперечного армирования не представляется возможным ввиду того, что происходит разрушение при раздавливании наклонной полосы, заключенной между диагональными трещинами. При этом предельное значение $V_{Rd,max}$ при проверке условия можно определять по формуле (7.22), без учета влияния поперечного армирования. Если условие не выполняется, необходимо изменить размеры поперечного сечения элемента, либо класс бетона по прочности.

Если на участках зоны среза выполняется условие

$$V_{Rd,c} \leq V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (7.28)$$

на этих участках необходимо установить расчетное количество поперечной арматуры. Длина участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, в первом приближении может быть определена из эпюры распределения поперечных сил. Так, для балки, на которую действует равномерно распределенная нагрузка $(g + p)$ (рис. 7.6), длина этого отрезка может быть определена:

$$a_{w2} = \frac{V_{Ed} - V_{Rd,c}}{g + p} \quad (7.29)$$

Участок, в пределах которого поперечное армирование устанавливают по расчету, может быть разбит на более короткие отрезки длиной $z \cdot \cot \theta$ или, при $z = 0,9d$, равные $0,9 \cdot \cot \theta$. На каждом из этих отрезков к расчету принимают максимальное значение поперечной силы $V_{Ed(i)}$. Исключением является сечение в приопорном участке длиной d от грани опоры (где d – рабочая высота сечения), на котором поперечную силу можно уменьшить по отношению к максимальному значению V_{Ed} , действующей на опоре (рис. 7.7). Это относится к балкам, в которых нагрузка передается непосредственно на опору.

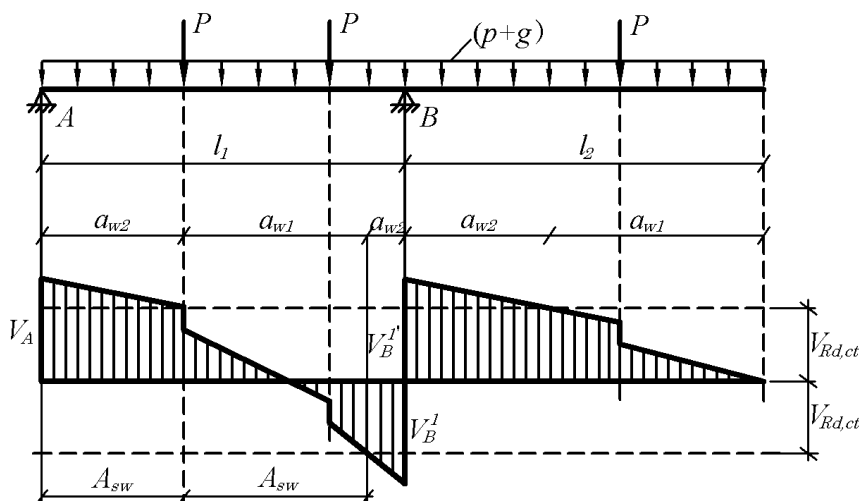


Рис. 7.6- Разбиение балки на участки для расчета поперечного армирования

В пределах длины расчетных участков поперечное армирование рассчитывают из условий:

$$V_{Ed} = V_{Rd,sy} \quad (7.30)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

Из уравнений (7.30)

для элементов, армированных поперечными стрежнями:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad (7.31)$$

или, учитывая, что $z = 0,9d$, а $\frac{1}{\cot \theta} = \tan \theta$, получаем

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd}} \cdot \frac{a}{0,9d} \cdot \tan \theta \quad (7.32)$$

При этом принятая из расчета по формуле (7.32) площадь поперечной арматуры $A_{sw,max}$ должна удовлетворять условию

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot z} \leq 0,5 \nu \cdot f_{cd} \quad (7.33)$$

$$\text{при } V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{\nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7.34)$$

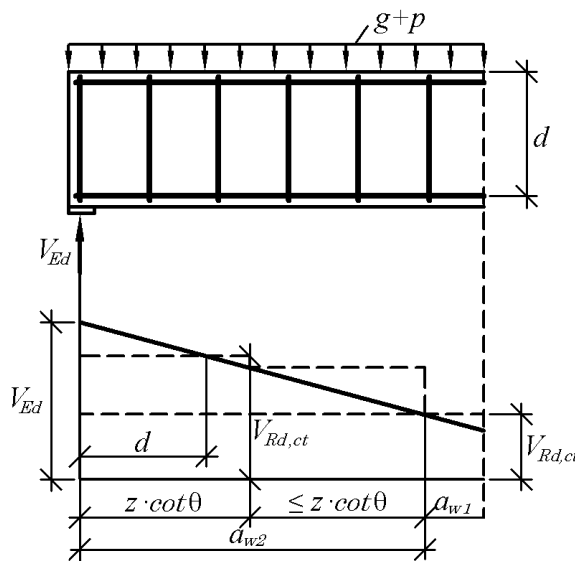


Рис. 7.7 - К назначению величины расчетной поперечной силы на выделенных отрезках длиной $z \cdot \cot \theta$.

где ν - коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck} \text{ (МПа)}}{250} \right)$$

для элементов, имеющих отогнутую поперечную арматуру под углом $\alpha \geq 45^\circ$:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd}} \cdot \frac{z}{0,9 \cdot d} \cdot \frac{1}{(\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} \quad (7.35)$$

При этом принятая по расчету из формулы (7.35) площадь отогнутой арматуры $A_{sw,max}$ должна удовлетворять условию:

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha}{1 - \cos \alpha} \quad (7.36)$$

$$\text{при } V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9d (\cot \theta + \tan \theta)}{1 + \cot^2 \theta}. \quad (7.37)$$

Для нахождения оптимальных значений углов θ и α могут быть использованы таблицы 7.7, 7.8. В этих таблицах представлены значения безразмерного коэффициента k_1 , с помощью которого требуемая площадь поперечного армирования может быть определена по формуле:

$$A_{sw} = k_1 \cdot \frac{V_{Ed}}{f_{ywd}}. \quad (7.38)$$

Значение коэффициента k_1 из таблиц 7.7, 7.8 должно соответствовать такому значению угла θ , при котором выполняются условие $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$.

Таблица 7.6 - Максимальный шаг поперечных стержней

Поперечная сила	Максимальный шаг поперечных стержней S_{max} [мм]
$V_{Ed} \leq \frac{1}{5} V_{Rd,max}$	$S_{max} = 0,8d \leq 300$
$\frac{1}{5} V_{Rd,max} \leq V_{Ed} \leq \frac{2}{3} V_{Rd,max}$	$S_{max} = 0,6d \leq 300$
$V_{Ed} > \frac{2}{3} V_{Rd,max}$	$S_{max} = 0,3d \leq 200$

Таблица 7.7 - Значения коэффициента k_1 для определения площади поперечного армирования ($\alpha = 90^\circ$)

Отношения $\frac{s}{0,9d}$	Коэффициент k_1				
	Угол наклона сжатых бетонных подкосов θ				
	45°	40°	35°	30°	$26,6^\circ$
0,8d/0,9d=0,89	0,890	0,750	0,623	0,514	0,445
0,85	0,850	0,713	0,595	0,491	0,426
0,80	0,800	0,670	0,560	0,462	0,402
0,75	0,750	0,629	0,525	0,433	0,376
0,70	0,700	0,587	0,490	0,404	0,352
0,6d/0,9d=0,67	0,667	0,560	0,467	0,385	0,334
0,65	0,650	0,545	0,455	0,375	0,325
0,60	0,600	0,503	0,420	0,346	0,302
0,55	0,550	0,462	0,385	0,318	0,275
0,50	0,500	0,420	0,350	0,289	0,251
0,45	0,450	0,378	0,315	0,259	0,225
0,40	0,400	0,336	0,280	0,231	0,201
0,35	0,350	0,294	0,245	0,202	0,175
0,3d/0,9d=0,33	0,333	0,280	0,231	0,192	0,167
0,30	0,300	0,252	0,210	0,173	0,151
0,25	0,250	0,210	0,175	0,144	0,125
0,20	0,200	0,168	0,140	0,115	0,100
0,15	0,150	0,126	0,105	0,087	0,075
0,10	0,100	0,084	0,070	0,058	0,050

Расчет в соответствии с представленной процедурой независимо от варианта армирования (поперечные хомуты или отогнутые стержни), на участках, где поперечное армирование необходимо по расчету назначить диаметр поперечных стержней Φ_{sw} и наибольший допустимый шаг $s \leq s_{max}$ (см. табл. 7.6). Для этого следует воспользоваться конструктивными требованиями. Назначенная площадь поперечной арматуры ($A_{sw} = n \cdot a_{sw}$, где a_{sw} - площадь одного стержня; n – число поперечных стержней в сечении) не должна быть меньше минимального значения $A_{sw,min}$ (см. табл. 7.9).

Из таблиц. 7.7, 7.8 можно подобрать такое значение коэффициента k_1 , для которого будет получен максимальный шаг в зависимости от угла θ (из табл. 7.7) или в зависимости от углов θ и α (из табл. 7.8): $k_1 \rightarrow \frac{s}{0,9d} \rightarrow s$.

Таблица 7.9 - Минимальные коэффициенты поперечного армирования $\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha}$

Класс бетона	Минимальный коэффициент поперечного армирования ρ_{sw}	
	класс арматуры	
	<i>St240</i>	<i>St500 (St400)</i>
CC1,3/1,5÷CC12/15	0,0014	0,0008

Шаг поперечных стержней следует назначать таким образом, чтобы определенный из таблиц 7.7, 7.8 угол θ гарантировал выполнение условия $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$. При принятом армировании необходимо проверять условие допустимой ширины раскрытия наклонных трещин в эксплуатационной стадии.

В приопорной зоне, армированной поперечными и отогнутыми стержнями, не менее 50% расчетной поперечной силы V_{Ed} должно восприниматься поперечными стержнями

(хомутами). Отогнутые стержни следует размещать, обеспечивая минимальные расстояния между их концами, как показано на рис. 7.8, выполняя условия:

$$s_{01} \leq 0,2h \text{ и } s_{01} \leq 50 \text{ мм};$$

$$s_{02} \leq 0,2h.$$

Таблица 7.8 - Значения коэффициента k_1 для определения площади отогнутых стержней при $45^\circ < \alpha < 90^\circ$.

Отношения $\frac{s}{0,9d}$		Коэффициент k_1				
		угол наклона сжатых бетонных подкосов θ				
		45°	40°	35°	30°	$26,6^\circ$
0,8d/0,9d=0,89	90°	0,890	0,747	0,623	0,514	0,445
	75°	0,726	0,632	0,543	0,461	0,406
	60°	0,652	0,581	0,512	0,445	0,390
	45°	0,629	0,575	0,518	0,461	0,420
0,80	90°	0,800	0,671	0,560	0,462	0,402
	75°	0,653	0,567	0,487	0,414	0,365
	60°	0,568	0,522	0,460	0,400	0,358
	45°	0,566	0,516	0,466	0,414	,377
0,70	90°	0,700	0,587	0,490	0,404	0,352
	75°	0,571	0,496	0,427	0,363	0,320
	60°	0,512	0,457	0,402	0,350	0,314
	45°	0,495	0,452	0,407	0,363	0,330
0,6d/0,9d=0,67	90°	0,667	0,560	0,467	0,385	0,334
	75°	0,547	0,475	0,408	0,347	0,306
	60°	0,488	0,437	0,383	0,335	0,300
	45°	0,472	0,432	0,390	0,347	0,316
0,60	90°	0,600	0,503	0,420	0,346	0,302
	75°	0,490	0,425	0,365	0,311	0,274
	60°	0,439	0,392	0,345	0,300	0,269
	45°	0,424	0,387	0,349	0,311	0,283
0,50	90°	0,500	0,420	0,350	0,289	0,251
	75°	0,408	0,355	0,305	0,259	0,228
	60°	0,336	0,326	0,288	0,250	0,224
	45°	0,354	0,323	0,291	0,259	0,236
0,40	90°	0,400	0,336	0,280	0,231	0,201
	75°	0,326	0,280	0,244	0,207	0,183
	60°	0,292	0,261	0,230	0,200	0,179
	45°	0,283	0,258	0,233	0,207	0,189
0,3d/0,9d=0,33	90°	0,333	0,277	0,231	0,192	0,167
	75°	0,272	0,234	0,201	0,171	0,151
	60°	0,242	0,215	0,190	0,165	0,149
	45°	0,233	0,213	0,192	0,171	0,156
0,30	90°	0,300	0,252	0,210	0,173	0,167
	75°	0,245	0,213	0,183	0,155	0,154
	60°	0,220	0,196	0,173	0,150	0,149
	45°	0,212	0,194	0,175	0,155	0,156
0,20	90°	0,200	0,168	0,138	0,115	0,100
	75°	0,163	0,142	0,122	0,104	0,091
	60°	0,146	0,130	0,115	0,100	0,090
	45°	0,142	0,129	0,116	0,104	0,094
0,10	90°	0,100	0,084	0,070	0,058	0,050
	75°	0,082	0,071	0,061	0,052	0,046
	60°	0,073	0,065	0,058	0,050	0,045
	45°	0,071	0,064	0,058	0,052	0,047

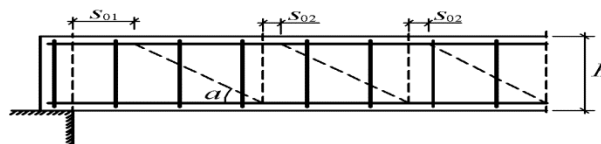


Рис. 7.8- Допустимые расстояния между концами отогнутых стержней

7.3 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие крутящих моментов

7.3.1 Расчет элементов, работающих на кручение, на основе модели пространственной фермы

7.3.1.1 Элемент, работающий на кручение, после образования трещин следует рассматривать как пространственную ферму, которая состоит из стержней продольной арматуры, являющихся параллельными поясами, и решетки из сжатых бетонных подкосов, образованных диагональными трещинами, и связывающих эти подкосы растянутых стержней поперечной арматуры.

7.3.1.2 Расчет элемента по прочности на кручение следует производить на основании уравнений равновесия внешних и внутренних сил, при этом рассматривают замкнутое коробчатое поперечное сечение. Толщина условной стенки коробчатого сечения не должна быть больше толщины фактической стенки.

7.3.1.3 Сплошное поперечное сечение следует заменять коробчатым сечением с сохранением наружных обводов и размеров сплошного сечения (см. рисунок 7.9).

7.3.1.4 Открытое поперечное сечение (например, тавровое) следует разделять на отдельные части, каждую из которых рассматривают как коробчатое сечение. Прочность на кручение элемента, имеющего открытое поперечное сечение, является суммой прочностей его отдельных частей.

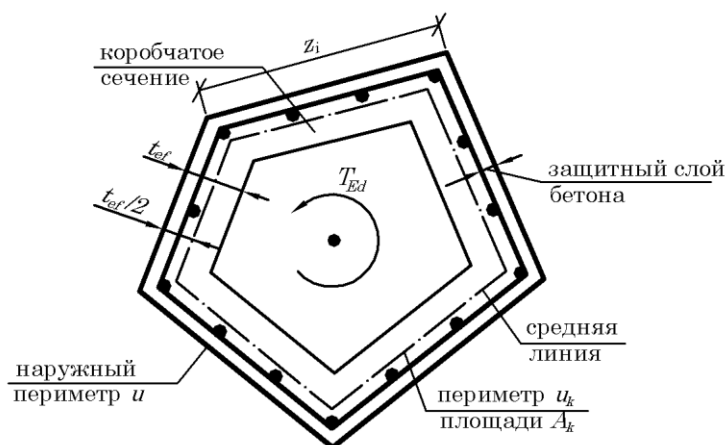


Рисунок 7.9 - Схема сечения элемента, подвергнутого кручению, принятые термины и обозначения

7.3.1.5 Суммарный крутящий момент, воспринимаемый отдельными частями сечения элемента, не должен существенно отличаться от момента, определенного на основе упругого расчета элемента, не разделенного на отдельные части.

7.3.1.6 Жесткость при кручении элемента, имеющего сечение прямоугольной формы, следует определять путем суммирования жесткостей отдельных прямоугольных частей, на которые это прямоугольное сечение разделено. Делить прямоугольное

сечение на отдельные прямоугольные части следует таким образом, чтобы суммарная жесткость отдельных прямоугольных частей была максимальной.

7.3.1.7 В расчетах допускается не учитывать кручение, если крутящий момент меньше четверти крутящего момента, вызывающего образование трещин:

$$T_{Ed} < \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \cdot \frac{A^2}{u}, \quad (7.39)$$

где:

A - полная площадь сечения внутри его наружного периметра, включающая площадь внутренней пустотелой части;

u - наружный периметр сечения.

7.3.2 Прочность элемента на кручение

7.3.2.1 При расчете элемента на кручение должны выполняться условия

$$T_{Ed} \leq T_{Rd,max}, \quad (7.40)$$

$$T_{Ed} \leq T_{Rd,sy}, \quad (7.41)$$

где: $T_{Rd,max}$ - предельный крутящий момент, который может быть воспринят сжатыми бетонными подкосами (прочность элемента на кручение по бетону);

$T_{Rd,max}$ - предельный крутящий момент, который может быть воспринят сжатыми бетонными подкосами (прочность элемента на кручение по бетону);

$T_{Rd,sy}$ - предельный крутящий момент, который может быть воспринят арматурой (прочность элемента на кручение по арматуре).

7.3.2.2 Прочность на кручение $T_{Rd,max}$ следует определять по формуле

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k \sin \theta \cdot \cos \theta = \frac{2v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (7.42)$$

где:

t - толщина условной стенки сплошного или коробчатого сечения; $t \leq A/u$, но не более фактической толщины стенки; не допускается принимать величину t менее двойной толщины защитного слоя бетона продольной арматуры;

A_k - полная площадь сечения внутри средней линии u_k , включающая площадь внутренней пустотелой части;

v - безразмерный коэффициент, величину которого следует определять по формуле

$$v = 0,7 \left(1 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \geq 0,35, \quad (f_{ck} - \text{в Н/мм}^2), \quad (7.43)$$

Коэффициент v следует использовать в случае, когда поперечная арматура размещается только у наружной поверхности элемента; если поперечная арматура размещается у наружной и внутренней граней условной стенки элемента, имеющего сплошное сечение, либо у обеих граней стенки элемента, имеющего коробчатое сечение, величину v следует определять по формуле (7.44);

α_{cw} - коэффициент, учитывающий уровень напряжения в сжатом поясе. $\alpha_{cw}=1$ для конструкций без предварительного напряжения.

θ - угол наклона бетонных подкосов к продольной оси элемента:

$$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ \quad (7.44)$$

7.3.2.3 Прочность элемента на кручение $T_{Rd,sy}$ следует определять по формуле

$$T_{Rd,sy} = 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \cot \theta. \quad (7.45)$$

Дополнительную площадь сечения продольной арматуры A_s , необходимую для восприятия усилий, возникающих вследствие кручения элемента, следует определять из уравнения

$$A_s \cdot f_{yd} = T_{Rd,sy} \cdot \frac{u_k}{2A_k} \cdot \cot \theta, \quad (7.46)$$

где:

f_{ywd} - расчетное сопротивление поперечной арматуры;

f_{yd} - расчетное сопротивление продольной арматуры;

A_{sw} - площадь сечения одного стержня поперечной арматуры;

u_k - длина средней линии;

s - шаг поперечной арматуры.

Если армирование задано, величины θ и $T_{Rd,sy}$ следует определять из следующих уравнений:

$$\tan^2 \theta = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} / \frac{A_s}{u_k} \cdot f_{yd}, \quad (7.47)$$

$$T_{Rd,sy} = 2A_k \sqrt{\frac{A_{sw}}{s}} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_s}{u_k} \cdot f_{yd}. \quad (7.48)$$

Если величина θ , определенная из уравнения (7.47), выходит за пределы, установленные неравенством (7.44), следует принимать величину θ , равную ближайшей граничной величине.

7.3.2.4 С целью выполнения условия гарантированной передачи усилий с подкосов на поперечную арматуру необходимо, чтобы не менее одного продольного стержня находилось в каждом из углов поперечного сечения элемента.

7.3.3 Прочность элемента на кручение в сочетании с изгибом, осевыми усилиями и срезом

7.3.3.1 Армирование, необходимое для восприятия усилий от изгибающего момента, продольной силы и среза, которые действуют в различных сочетаниях совместно с крутящим моментом, должно быть дополнено армированием, необходимым для восприятия усилий от кручения. При этом ограничения по величине шага поперечной арматуры и ее размещению должны приниматься исходя из совместного рассмотрения требований по кручению, изгибу, осевым усилиям и срезу.

7.3.3.2 В растянутой от изгиба зоне сечения элемента в дополнение к продольному армированию, необходимому для восприятия усилий от изгиба и осевых сил, следует предусматривать продольное армирование, необходимое для восприятия усилий от кручения. В сжатой от изгиба зоне сечения дополнительное продольное армирование, необходимое для восприятия усилий от кручения, допускается не предусматривать в случае, когда растягивающие напряжения в бетоне, возникающие вследствие кручения, меньше сжимающих напряжений в бетоне, возникающих вследствие изгиба.

7.3.3.3 Если крутящий момент действует одновременно с большим изгибающим моментом, главные сжимающие напряжения в бетоне не должны превышать $\alpha_{cc} \cdot f_{cd}$. Эти напряжения следует определять исходя из усредненных напряжений, возникающих

вследствие изгиба (по длине элемента), и касательных напряжений, возникающих вследствие кручения $\tau_{t,i} = T_{Ed} / (2A_k t_{ef,i})$.

Поперечная сила $V_{Ed,i}$ в стенке i при кручении определяется по формуле:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i, \quad (7.49)$$

где:

T_{Ed} – расчетный момент кручения (см. рис. 7.26);

A_k – площадь, ограниченная линией центров тяжести стенки, включая внутреннюю пустотелую зону;

$\tau_{t,i}$ – касательные напряжения кручения в стенке i ;

$t_{ef,i}$ – эффективная толщина стенки. Она может быть определена, как A/u , но не должна быть меньше, чем удвоенное расстояние между краем и центром тяжести продольной арматуры. Для тонкостенного сечения действительная толщина является верхней границей;

A – полная площадь поперечного сечения внутри периметра, включая внутреннюю полость;

u – наружный периметр поперечного сечения.

7.3.3.4 При совместном действии крутящего момента T_{Ed} и поперечной силы V_{Ed} должны выполняться условия:

– для сплошного сечения:

$$\left[\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right]^2 + \left[\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right]^2 \leq 1 \quad (7.50)$$

– для коробчатого сечения:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (7.51)$$

где:

$T_{Rd,max}$ – прочность элемента на кручение, определяемая по формуле (7.42);

$V_{Rd,max}$ – прочность бетонных подкосов, наклоненных под углом θ к продольной оси элемента; эту прочность следует определять по формулам (7.22) или (7.25).

7.3.3.5 Напряжения в бетоне, возникающие вследствие совместного действия кручения и среза в каждой стенке коробчатого сечения, не должны превышать $\sigma_c = v \cdot f_{cd}$, где величина v определяется из условий (7.21).

7.3.3.6 Для совместно действующих среза и кручения угол наклона бетонных подкосов θ допускается принимать одинаковым.

7.3.3.7 В случае расчета сплошных сечений, по форме близких к прямоугольным, допускается не предусматривать расчетное армирование для восприятия усилий от кручения и среза, кроме минимально необходимого в соответствии с разделом 9, если выполняются условия

$$T_{Ed} \leq \frac{V_{Ed} \cdot b_w}{4,5} \quad (7.52)$$

$$V_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{4,5 T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w} \right) \leq V_{Rd,ct} \quad (7.53)$$

где b_w – минимальная ширина поперечного сечения стенки.

Проверка прочности и подбор площади арматуры, воспринимающей усилия от кручения для железобетонного элемента прямоугольного сечения по модели пространственной фермы, могут быть выполнены по алгоритму (табл. 7.10).

Таблица 7.10 - Алгоритм расчета железобетонного элемента при кручении по модели пространственной фермы

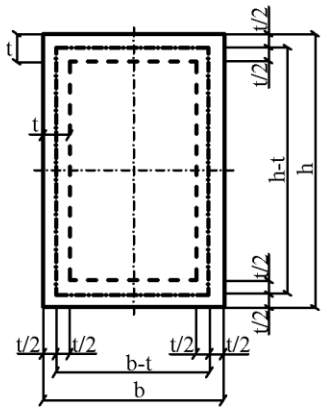
		Дано: - величина крутящего момента T_{Ed}; - размеры поперечного сечения элемента b и h; - класс бетона по прочности; - класс поперечной и продольной арматуры; - расположения арматуры – у наружной грани элемента; Требуется: - проверить размеры поперечного сечения элемента; - подобрать арматуру, воспринимающую кручение.
№ п/п	Действие	Расчетная формула
1	2	3
1	Вычислить площадь сечения A	$A = b \cdot h$
2	Вычислить периметр сечения u	$u = 2b + 2h$
3	Проверить необходимость учета кручения из условия образования спиральных трещин	$T_{Ed} \geq \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \left(\frac{A^2}{u} \right)$ если условие выполняется, то расчет необходим, т.к. образуются диагональные трещины
№ п/п	Действие	Расчетная формула
4	Назначить условную толщину стенки	$t = \varnothing/6$, но не менее 40 мм и не более двух толщин защитного слоя бетона; $\varnothing$ – диаметр окружности вписанное в контур поперечного сечения элемента (в данном случае – меньший размер поперечного сечения элемента)
5	Вычислить эффективную площадь сечения A_k	$A_k = (b - t) \cdot (h - t)$
6	Вычислить коэффициент ν	$\nu = 0,7(0,7 - f_{ck}/200)$
7	Назначить начальное значение угла θ	В первом приближении $\theta = 45^\circ$
8	Определить несущую способность $T_{Rd,max}$ по сжатому бетону диагональной полосы	$T_{Rd,max} = \frac{2\nu \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{\cot\theta + \tan\theta}$
9	Проверить условие прочности (8.67)	Если $T_{Rd,max} < T_{Ed}$, принять $T_{Rd,max} = T_{Ed}$

Таблица 7.10 - Алгоритм расчета железобетонного элемента при кручении по модели пространственной фермы (окончание)

10	Определить значение условной расчетной толщины стенки t из решения кубического уравнения и сравнить с принятой по п. 4	$t^3 - (b + h)t^2 + (b \cdot h)t - \frac{T_{Rd,max}(cot\theta + tan\theta)}{2v \cdot f_{cd}} = 0$ если рассчитанное t не дает приемлимое значение по сравнению со значением по п. 4, назначают новые размеры b и h
11	Проверяют условие $t \leq A/u$. Если $t > A/u$ принять $t = A/u$ рассчитать площади A_k	$A_k = \frac{T_{Rd,max}(cot\theta + tan\theta)}{2v \cdot f_{cd} \cdot t}$
12	Определить новые размеры сечения b и h (округляя в сторону небольшого увеличения b и h)	$A_k = (b-t)(h-t)$ - определить новые размеры из решения уравнения
13	Вычислить площадь сечения A (при новых размерах b и h)	$A = b \cdot h$
14	Вычислить периметр сечения u	$u = 2b + 2h$
15	Вычислить толщину условной стенки t	$t = A/u$ (полученное значение округлить до 1 мм)
16	Вычислить новое значение A_k	$A_k = (b - t) \cdot (h - t)$
17	Определить несущую способность $T_{Rd,max}$ по сжатию бетону наклонной полосы и проверить условие $T_{Ed} \leq T_{Rd,max}$	$T_{Rd,max} = \frac{2v \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{cot\theta + tan\theta}$ Примечание: Для того, чтобы обеспечить выполнение условия $T_{Ed} \leq T_{Rd,max}$, кроме увеличения толщины условной стенки (в этом случае увеличивается вклад арматуры в обеспечение прочности на кручение) или увеличения площади поперечного сечения, если это не приводит к выполнению условия прочности, можно принять более высокий класс бетона и (или) изменить угол θ по п. 7.
№ п/п	Действие	Расчетная формула
18	Принять $T_{Rd,sy} = T_{Ed}$	
19	Определить отношение A_{sw}/S	$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{T_{Rd,sy}}{2A_k \cdot f_{ywd} \cdot cot\theta}$
20	Назначить шаг поперечных стержней s	$s \leq s_{max}$ (см. табл. 7.6)
21	Рассчитать площадь поперечной арматуры A_{sw}	$A_{sw} = \left(\frac{T_{Rd,sy}}{2A_k \cdot f_{ywd} \cdot cot\theta} \right) \cdot s$
22	Рассчитать длину эффективного периметра u_k	$u_k = 2(b - t) + 2(h - t)$
23	Рассчитать площадь продольной арматуры A_s	$A_s = \left(\frac{T_{Rd,sy} \cdot u_k / 2A_k}{f_{yd}} \right) cot\theta$

7.4 Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузок

7.4.1 Расчет прочности железобетонных элементов на смятие (местное сжатие)

При расчете по прочности бетонных и железобетонных элементов, подвергнутых действия местных сжимающих нагрузок, в качестве прочностной характеристики бетона следует принимать расчетное сопротивление бетона смятию f_{cud} , которое зависит от расчетного сопротивления бетона сжатию и отношения площади смятия (площади, на которую приложена местная нагрузка), к площади распределения этой нагрузки.

7.4.1.1 Расчет элементов на местное сжатие (смятие) при отсутствии косвенной арматуры производят из условия

$$N_{Ed} \leq \psi \cdot f_{cud} \cdot A_{c0} \quad (7.54)$$

где:

N_{Ed} - местная сжимающая сила от внешней нагрузки;

A_{c0} - площадь приложения сжимающей силы (площадь смятия);

ψ - коэффициент, принимаемый равным:

при равномерно распределенной местной нагрузке по площади смятия - 1,0;

при неравномерно распределенной местной нагрузке по площади смятия (под концами балок, прогонов, перемычек и т. п.) - 0,75;

f_{cud} - расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии нагрузки, определяемое по формуле

$$f_{cud} = \omega_u \cdot f_{cd}, \quad (7.55)$$

где:

ω_u - коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии, который следует определять по формуле:

$$\omega_u = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \text{ не более } 2,5 \text{ и не менее } 1,0; \quad (7.56)$$

A_{c1} - площадь распределения, устанавливаемая по следующим правилам:

- центры тяжести площадей A_{c0} и A_{c1} совпадают;
- границы расчетной площади A_{c1} отстоят от каждой стороны площади A_{c0} на расстоянии, равном соответствующему размеру этих сторон (рис.7.1);
- при наличии нескольких нагрузок расчетные площади ограничиваются линиями, проходящими через середину расстояний между точками приложения двух соседних нагрузок (рис.7.27,ж).

Примечание - При местной нагрузке от балок, прогонов и других элементов, работающих на изгиб, учитываемая в расчете глубина опоры при определении A_{c0} и A_{c1} принимается не более 20 см.

7.4.1.2 Расчет элементов на местное сжатие при наличии косвенной арматуры в виде сварных сеток производят из условия

$$N_{Ed} \leq \psi \cdot f_{cud,s} \cdot A_{c0}, \quad (7.57)$$

где:

$f_{cud,s}$ - приведенное с учетом косвенной арматуры в зоне местного сжатия расчетное сопротивление бетона сжатию, определяемое по формуле

$$f_{cud,s} = f_{cud} + 2 \cdot \omega_{us,xy} \cdot f_{ywd,xy} \cdot \mu_{s,xy} \quad (7.58)$$

Здесь:

$$\omega_{us,xy} = \sqrt{\frac{A_{c0,ef}}{A_{c0}}} ; \quad (7.59)$$

$A_{c0,ef}$ - площадь, заключенная внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням и принимаемая в формуле (7.59) не более A_{c1} ,

$f_{ywd,xy}$ - расчетное сопротивление растяжению косвенной арматуры;

$\mu_{s,xy}$ - коэффициент армирования, определяемый по формуле

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{cud,ef} \cdot s}, \quad (7.60)$$

n_x, A_{sx}, l_x - число стержней, площадь сечения и длина стержня, считая в осях крайних стержней, в направлении x ;

n_y, A_{sy}, l_y - то же, в направлении y ;

s - шаг сеток косвенного армирования.

Значения f_{cud} , A_{c0} , ψ и N_{Ed} принимают согласно п.7.4.1.1.

Значения местной сжимающей силы, воспринимаемой элементом с косвенным армированием (правая часть условия 7.5), принимают не более удвоенного значения местной сжимающей силы, воспринимаемого элементом без косвенного армирования (правая часть условия 7.54).

Сетки косвенного армирования располагаются в пределах расчетной площади A_{c1} . При этом для схем рис.7.10, в и г сетки косвенного армирования располагаются по площади с размерами в каждом направлении не менее суммы двух взаимно перпендикулярных сторон.

Если грузовая площадь располагается у края элемента (см. рис.7.10, б-д, ж), при определении значений A_{c0} и $A_{c0,ef}$ не учитывается площадь, занятая защитным слоем бетона для крайних стержней сеток.

По глубине сетки располагаются:

- при толщине элемента более удвоенного большего размера грузовой площади - в пределах удвоенного размера грузовой площади;
- при толщине элемента менее удвоенного большего размера грузовой площади - в пределах толщины элемента.
- сетки косвенного армирования должны отвечать конструктивным требованиям, приведенным в п.9.27.

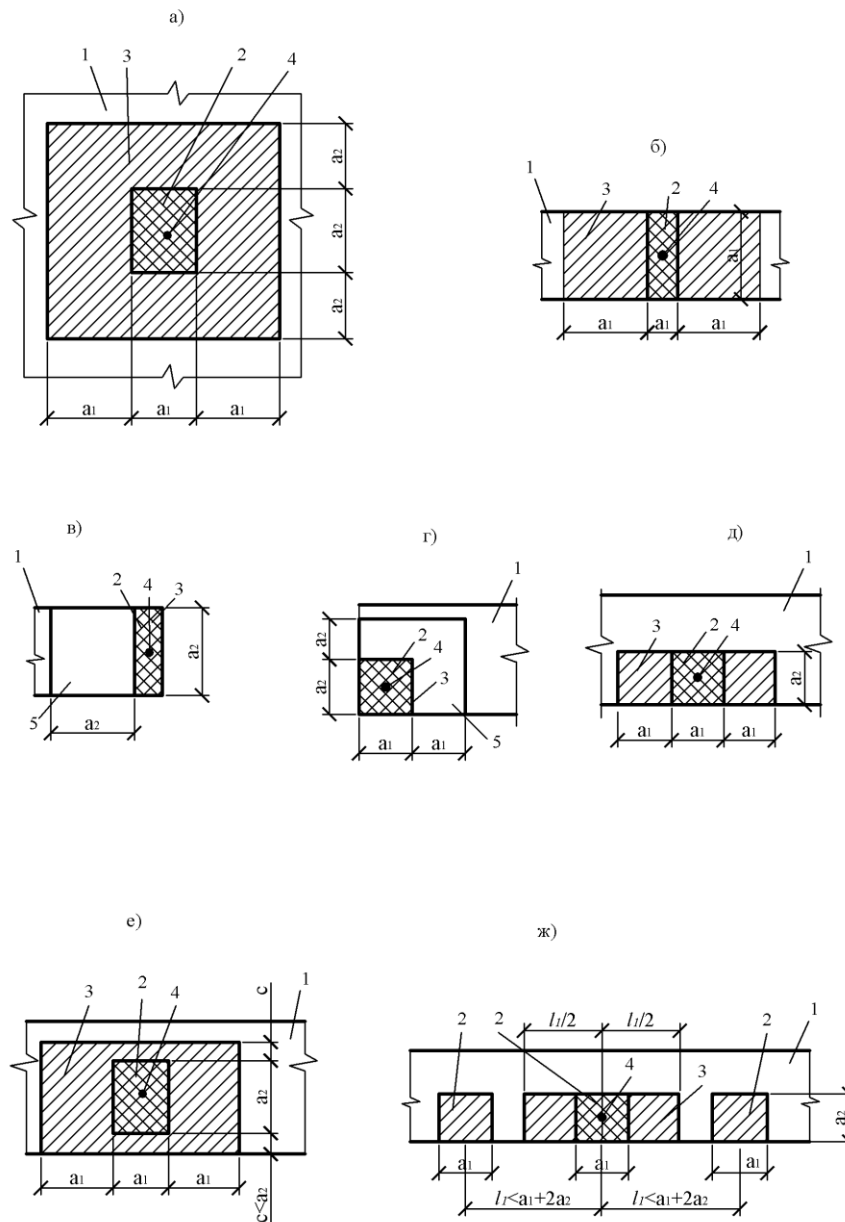


Рис.7.10 Схема для расчета элементов на местное сжатие при расположении местной нагрузки

а-вдали от краев элемента; б-по всей ширине элемента; в - у края (торца) элемента по всей его ширине; г - у угла элемента; д - у одного края элемента; е - вблизи одного края элемента; ж - при наличии нескольких нагрузок.

(1 - элемент, на который действует местная нагрузка; 2 - площадь смятия A_{c0} ; 3 - площадь распределения A_{c1} ; 4 - центр тяжести площадей A_{c0} и A_{c1} ; 5 - минимальная зона армирования сетками, при которой косвенное армирование учитывается в расчете)

7.4.2 Продавливание (местный срез)

7.4.2.1 Общие положения и определения

7.4.2.1.1 Продавливание (местный срез) железобетонных конструкций является результатом действия сосредоточенных сил или реакций, приложенных к сравнительно малым площадкам, называемых согласно настоящим нормативным пособием площадью приложения нагрузки.

Согласно требованиям нормативных документов предельное состояние конструкции при местном срезе характеризуется образованием усеченной пирамиды (конуса), меньшее основание которой очерчено контуром грузовой площадки, определяющей площадь приложения нагрузки, а образующие которой наклонены под углом к горизонтали (рис.7.11). При этом прочность на продавливание в общем случае зависит от периметра контрольного сечения, расчетной высоты плиты и сопротивления бетона срезу:

$$V_{cd,sh} = f_{cd,sh} \cdot u_1 \cdot d \quad (7.61)$$

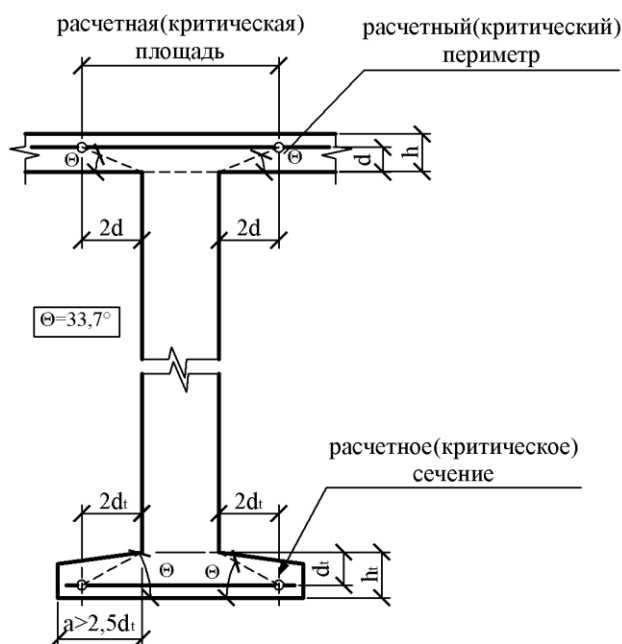


Рис.7.11- Иллюстрация расчетной модели для определения несущей способности при продавливании (местном срезе)

Площадь приложения нагрузки

7.4.2.1.2 Методы расчета прочности на местный срез, включенные в настоящее нормативно-техническое пособие, применимы для следующих типов площадей приложенных нагрузки A_{load} (где d – рабочая высота сечения плиты):

- круговых, с диаметром не более $3,5d$;
- прямоугольных, с периметром не более $11d$ и отношением длины к ширине не более 2;
- других форм при ограничении размеров по аналогии со стандартными формами, описанными выше.

Если представленные требования не выполняются для отдельных частей площади приложения нагрузки, показанных на рис. 7.54, действуют положения расчета на срез, рассмотренные в главе 7.2.

Расчетный (контрольный) периметр

Контрольный периметр u_1 для круговых и прямоугольных в плане площадей приложения местной нагрузки, расположенных на удалении от свободных краев плиты, следует определять как периметр, отстоящий на расстоянии $2d$ от их внешних грани (рис.7.12).

Для площадей приложения нагрузки, расположенных в непосредственной близости к свободным краям и углам плит, отверстиям и если расстояние от контрольного или отверстия составляет менее $6d$, длину контрольного периметра следует определять согласно рис 7.13, 7.14.

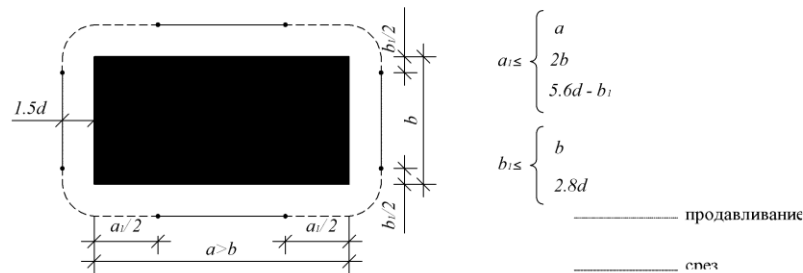


Рис.7.12 – Применение условий расчета на продавливание и срез в нестандартных ситуациях

Расчетная (контрольная) площадь A_{cont} – это площадь, заключенная внутри расчетного (контрольного) периметра.

Расчетное (контрольное) сечение

Критическим является сечение, продолжающее контрольный периметр в пределах рабочей высоты плиты (d). Для плит, имеющих постоянную высоту, контрольное сечение перпендикулярно к серединной плоскости плиты, а для плит с переменной толщиной – рассматривается как перпендикуляр к наиболее растянутой грани.

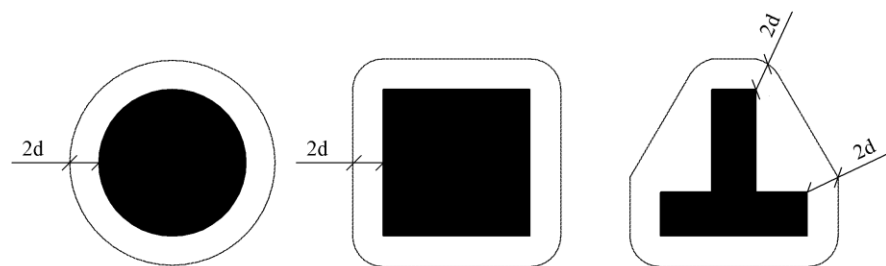


Рис. 7.13 - Контрольный периметр для площадей приложения нагрузки, удаленных от свободных краев плиты и отверстия

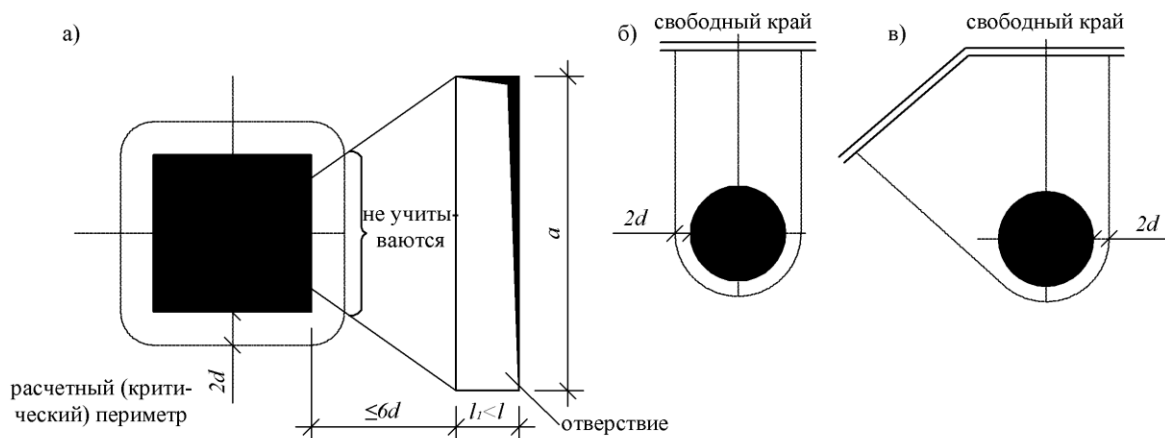


Рис. 7.14- Контрольный периметр для площадей приложения нагрузки, расположенных в непосредственной близости:
а - от отверстий; б – от свободных краев; в – от углов плит

Положение контрольного сечения для плит переменной толщины (капители колонн)

7.4.2.1.3 Для плит, опирающихся на круглые капители колонн, для которых $l_H < 2,0h_H$ или угол наклона капители больше, чем θ , расчет на продавливание выполняется для контрольного сечения, показанного на рис. 7.15. Положение этого сечения от центра колонны r_{cont} , может быть определено из выражения:

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c, \quad (7.62)$$

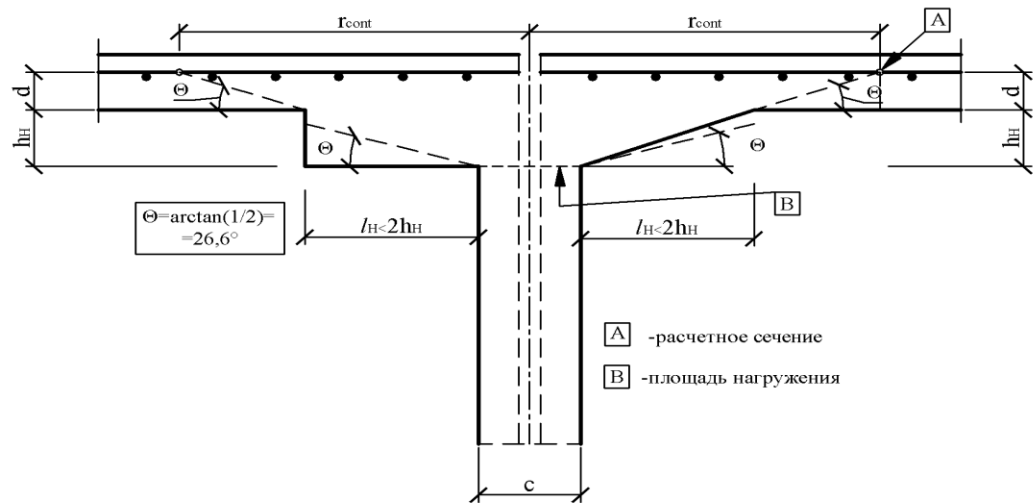
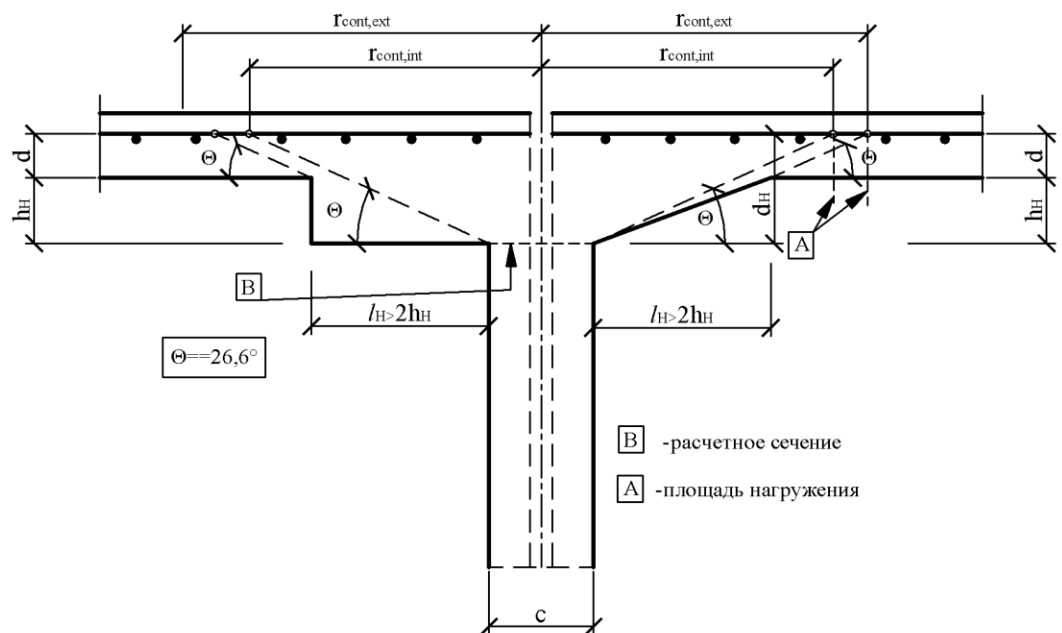
где: l_H - расстояние от поверхности колонны до края капители;
 c – диаметр круглой колонны.

Для прямоугольных колонн с прямоугольной капителью при $l_H < 1,5h_H$ с размерами l_1 и l_2 ($l_1 = c_1 + 2l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$) значение r_{cont} вводится в расчет, принимая его меньшим из двух значений:

$$r_{cont} = 2d + 0,56\sqrt{l_1 l_2} \quad \text{и} \quad (7.63)$$

$$r_{cont} = 2d + 0,69l_1 \quad (7.64)$$

В случае, когда $l_H > 2h_H$ либо угол наклона капители меньше, чем θ (рис.7.16), расстояние от центра колонны до критического сечения следует определять:


 Рис. 7.15 – Расчетная модель на продавливание при $l_H < 2,0h_H$

 Рис. 7.16 – Расчетная модель на продавливание при $l_H > 2,0h_H$

$$r_{\text{cont,ext}} = l_H + 2d + 0,5c; \quad (7.65)$$

$$r_{\text{cont,int}} = 2 \cdot (d + h_H) + 0,5c. \quad (7.66)$$

Для капителей с $2h_H < l_H < 2(h_H + d)$, расстояние от центра колонны до критического сечения определяется по формуле

$$r_{\text{cont}} = 2l_H + 0,5c. \quad (7.67)$$

7.4.2.2 Расчетные условия при проверке прочности на продавливание (местный срез)

7.4.2.2.1 Проверку прочности на продавливание (местный срез) плит либо фундамент следует выполнить из условия, что толщина элементов является достаточной с точки зрения восприятия бетоном перерезывающей силы, вызванной локальной продавливающей нагрузкой. В противном случае (при недостаточной прочности бетона) необходимо устройство капителей и установка дополнительного армирования.

При этом погонную поперечную силу, вызванную местной сосредоточенной нагрузкой, следует определять по формуле

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1}, \quad (7.68)$$

где:

V_{Ed} – результирующая поперечная сила, действующая по длине контрольного периметра (при расчете фундаментов величина V_{Ed} должна определяться с учетом сопротивляющейся продавливанию нагрузки от давления грунта по площади, расположенной внутри контрольного периметра);

u_1 – длина контрольного периметра;

β – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки (в случае отсутствия эксцентриситета следует принимать $\beta = 1,0$). Значение коэффициента β следует принимать для колонн в случае внецентренного приложения продавливающего усилия согласно рис. 7.17.

7.4.2.2.2 Прочность плиты без поперечного армирования на продавливание (местный срез) следует проверить из условия:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (7.69)$$

где:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12k(100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \right] d,$$

$$\text{но менее} = (0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}) \cdot d;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 (d \text{ в мм});$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02;$$

ρ_{lx}, ρ_{ly} – коэффициенты продольного армирования в x – направлении и y – направлении соответственно;

$$d = 0,5(d_x + d_y),$$

d_x, d_y – рабочие высоты плиты в x – направлении и y – направлении соответственно, определяемые в контрольном сечении;

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2},$$

здесь σ_{cx}, σ_{cy} – нормальные напряжения в бетоне для расчетного сечения по направлению осей x и y (знак «минус» принимают при сжатии).

Площадь продольного армирования в каждом из направлений необходимо устанавливать в количестве не менее 0,002 от площади контрольного сечения соответствующего направления.

Если условие (7.69) не выполняется, необходимо устанавливать расчетное поперечное армирование из условия продавливания.

Несущую способность на продавливание (местный срез) плиты с поперечным армированием следует определять из условий

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}, \quad (7.70)$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,sy}, \quad (7.71)$$

где: $V_{Rd,max} = 1,5 V_{Rd,c}$;

$$V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} + \frac{\sum A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha}{u} \quad (7.72)$$

В формуле (7.72):

$\sum A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha$ – сумма результирующих усилий, воспринимаемых поперечной арматуры в направлении приложения продавливающей силы,

α – угол наклона поперечной арматуры к плоскости плиты.

Рассчитанное из условия местного среза по формуле (7.72) поперечное армирование следует размещать в пределах контрольной площади. При этом минимальная толщина армированной плиты в пределах контрольной площади должна составлять не менее 200 мм, а минимальный процент армирования определяется по формуле:

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw} \cdot \sin \alpha}{A_{cont} - A_{load}} \quad (7.73)$$

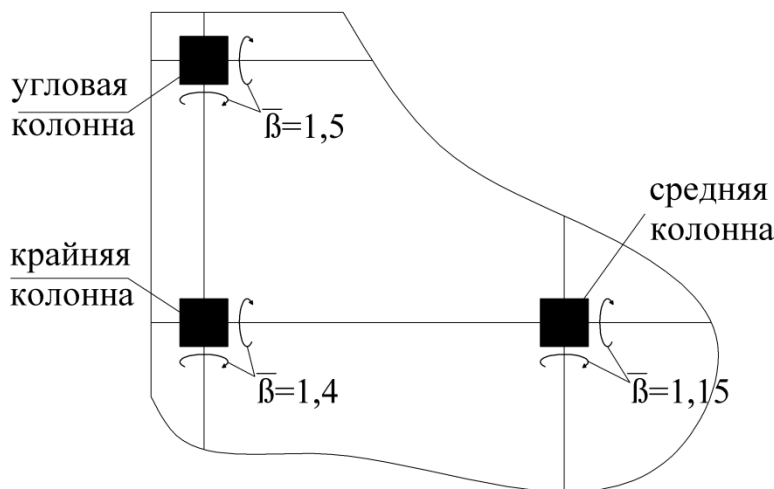


Рис.7.17-Значения коэффициентов β в формуле (7.68)

где:

A_{cont} , A_{load} – соответственно площадь поверхности внутри контрольного периметра (контрольная площадь) и площадь приложения локальной нагрузки.

Полученные значения $\rho_{w,min}$ должны быть не менее значений, назначенным по конструктивным соображениям.

7.4.2.2.3 Кроме проверки несущей способности армированных элементов на продавливание, необходимым является контроль минимальных изгибающих моментов, действующих на единицу ширины плиты m_{Edx} и m_{Edy} в направлении x и y соответственно. В случае если другие расчеты не дают требуемых значений, то эти моменты следует определять из условия

$$m_{Edx}(m_{Edy}) \geq \eta \cdot v_{Ed}, \quad (7.74)$$

где:

v_{Ed} – расчетная поперечная сила, приходящаяся на единицу длины;

η - коэффициент, определяющий значения моментов согласно табл. 7.11 в соответствии с обозначениями, приведенными на рис. 7.17.

В обозначенных на рис. 7.18 в областях плиты необходимо проверить условия (7.69), принимая в расчетах площадь продольного армирования, определенную расчетом на изгиб, и установленную по ширине эффективных зон работы плиты в направлениях x и y .

Таблица 7.11 - Значения коэффициента η в зависимости от положения колонн

Положение колонны	η для m_{Edx}			η для m_{Edy}		
	верх плиты	низ плиты	Расчетная ширина плиты	верх плиты	низ плиты	Расчетная ширина плиты
Внутренняя	0,125	0	$0,3l_y$	0,125	0	$0,3l_x$
Крайняя, грань плиты параллельна оси y	0,250	0	$0,15l_y$	0,125	0,125	на 1 м.п. плиты
Крайняя, то же параллельна на оси x	0,125	+0,125	на 1 м.п. плиты	0,25	0	$0,15l_x$
Угловая	0,500	0,5	на 1 м.п. плиты	0,5	0,5	на 1 м.п. плиты

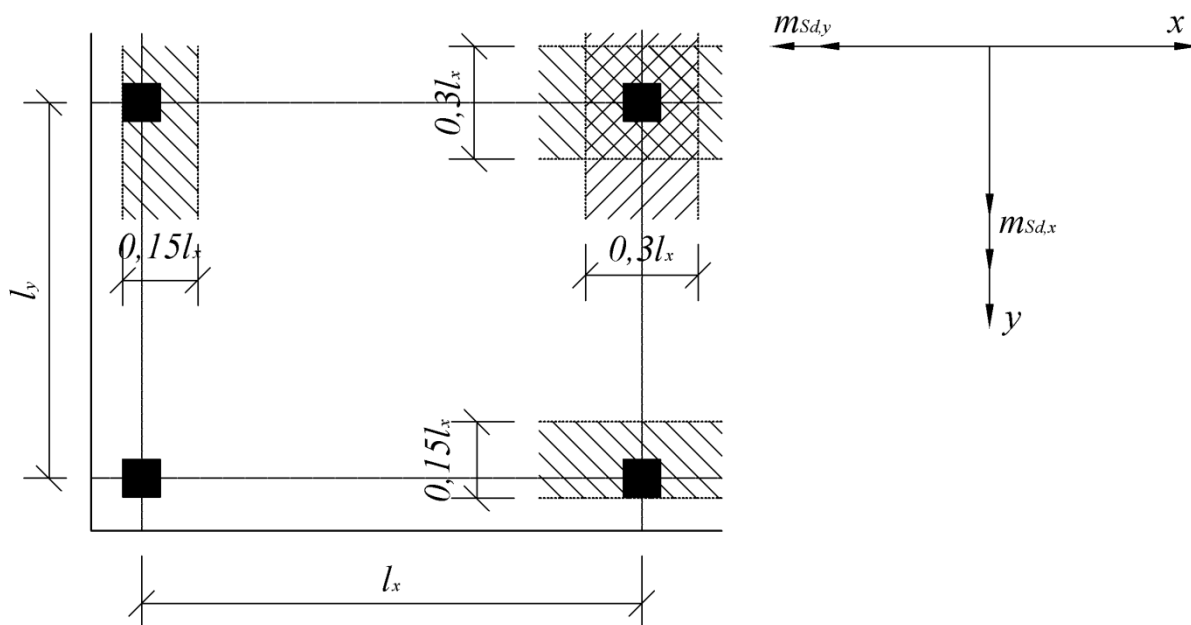


Рис.7.35- Схема определения ширины плиты, включаемой в работу в зависимости от положения колонн

7.4.2.3 Расчет на отрыв (местное растяжение)

7.4.2.3.1 Расчет железобетонных элементов по прочности на отрыв от действия нагрузки, приложенной к нижней грани или в пределах высоты сечения (рисунок 7.36), следует производить из условия

$$F \cdot \left(1 - \frac{d_s}{d}\right) \leq \Sigma(f_{ywd} \cdot A_{sw}), \quad (7.75)$$

где:

F - отрывающая сила;

d_s - расстояние от уровня передачи отрывающей силы на элемент до центра тяжести сечения продольной арматуры;

$\Sigma(f_{ywd} \cdot A_{sw})$ - сумма поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, установленными дополнительно по длине зоны отрыва, равной ($a = 2d_s + b$); где b — ширина площадки передачи отрывающей силы.

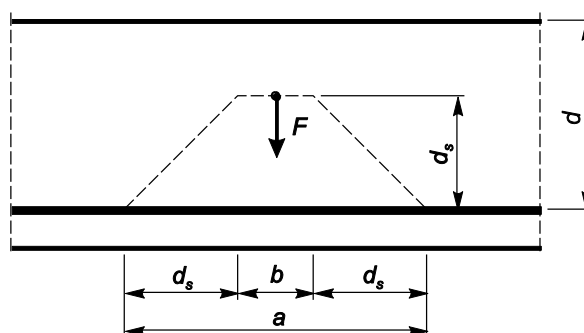


Рисунок 7.36 - Схема для расчета железобетонных элементов на отрыв

Значения d_s и b следует устанавливать в зависимости от характера и условий приложения отрывающей нагрузки на элемент (через консоли, примыкающие элементы и т. д.).

8 РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ(SLS)

8.1 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин

8.1.1 Общие положения

8.1.1.1 (7.3.1) Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$w_k \leq w_{lim} \quad (8.1)$$

где:

w_k - ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяемая согласно пп.8.1.3.1- 8.1.3.4;

w_{lim} - предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Значения w_{lim} принимают согласно таблицы 8.1

Таблица 8.1 - Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин
 w_{lim} в миллиметрах

Класс по условиям эксплуатации по табл. 5.2	Железобетонные элементы
	Квазипостоянная комбинация воздействий по приложению А
X0, XC1	0,4*
XC3	0,3

*Для железобетонных элементов, эксплуатирующихся в средах классов X0, XC1, ширина раскрытия трещин не влияет на долговечность.

8.1.1.2 В общем случае ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, принимается равной средним относительным деформациям продольной растянутой арматуры на участке между трещинами, умноженным на расстояние между трещинами.

8.1.1.3 Расстояние между трещинами следует определять из условия, по которому разности усилий в растянутой арматуре в сечении с трещиной и в сечении посередине участка между трещинами уравниваются силами сцепления арматуры с бетоном. При этом разность усилий в арматуре на этом участке принимается равной усилию, воспринимаемому растянутым бетоном перед образованием трещин.

8.1.1.4 Относительные деформации растянутой арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, определяются в общем случае из системы расчетных уравнений деформационной модели по 5.2.12 по заданным значениям изгибающих моментов и продольных сил от соответствующего сочетания внешних нагрузок.

8.1.1.5 Относительные деформации растянутой арматуры допускается определять из упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси элемента, принимая условно упругую работу бетона с приведенным модулем упругости и упругую работу арматуры со своим модулем упругости.

8.1.1.6 Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, определение относительных деформаций растянутой арматуры в сечении с трещиной допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого поясов.

8.1.1.7 Расчет по раскрытию трещин не производится, если соблюдается условие

$$M_{Ed} < M_{cr}, \quad (8.2)$$

где:

M_{Ed} - момент от внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента; при этом учитываются все нагрузки (постоянные и переменные) с частным коэффициентом безопасности по нагрузке $\gamma_f = 1$;

M_{cr} - момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин, определяемый согласно пп. 8.1.2.1 - 8.1.2.4.

Для центрально растянутых элементов условие (8.2) преобразуется в условие

$$N_{Ed} < N_{cr}, \quad (8.3)$$

где:

N_{cr} - продольное растягивающее усилие, воспринимаемое элементом при образовании трещин, определяемое согласно п. 8.1.2.5.

8.1.2 Определение момента образования трещин

8.1.2.1 Допускается определять момент M_{cr} без учета неупругих деформаций бетона согласно пп. 8.1.2.2 и 8.1.2.4. Если при этом условие (8.1) не удовлетворяется, то момент образования трещин следует определять с учетом неупругих деформаций бетона.

8.1.2.2 Момент образования трещин без учета неупругих деформаций бетона определяют как для сплошного упругого тела по формуле

$$M_{cr} = f_{ctd,ser} W \pm N_{Ed} \cdot e_{я} \quad (8.4)$$

где:

$f_{ctd,ser}$ - расчетное сопротивление бетона растяжению определенное путем деления характеристического сопротивления бетона осевому растяжению $f_{ctk,0,05}$ на частный коэффициент безопасности по бетону равный 1,0;

W - момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна бетона;

$e_{я}$ - расстояние от центра тяжести приведенного сечения элемента до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

Значения W и $e_{я}$ определяются согласно п.8.1.2.5. В формуле (8.4) знак "плюс" принимают при сжимающей продольной силе N_{Ed} , знак "минус" - при растягивающей силе.

8.1.2.3 Момент сопротивления W и расстояние $e_{я}$ определяют по формулам:

$$W = \frac{I_{red}}{y_t}, \quad (8.5)$$

$$e_{я} = \frac{W}{A_{red}}, \quad (8.6)$$

где I_{red} - момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый по формуле

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha_s + I'_s \cdot \alpha_s, \quad (8.7)$$

I, I_s, I'_s - момент инерции сечения соответственно бетона, растянутой и сжатой арматуры;

A_{red} - площадь приведенного сечения, равная

$$A_{red} = A + A_{s1} \cdot \alpha_s + A_{s2} \cdot \alpha_s, \quad (8.8)$$

$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}}$ - коэффициент приведения арматуры к бетону;

y_t - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента.

При $\mu = \frac{A_s}{A} < 0,005$ значения W и $e_{я}$ допускается определять без учета арматуры.

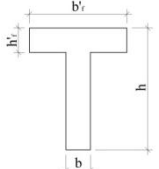
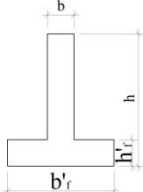
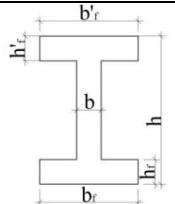
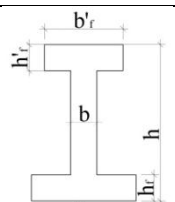
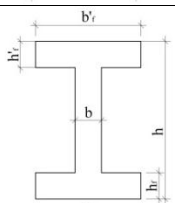
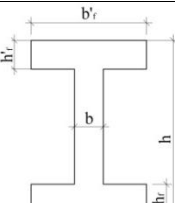
8.1.2.4 Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений при действии момента в плоскости оси симметрии момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона допускается определять по формуле (8.4) с заменой значения W на $W_{pl} = W \cdot \gamma$, где γ - см. табл.8.2.

8.1.2.5 Усилие N_{cr} при образовании трещин в центрально растянутых элементах определяют по формуле

$$N_{cr} = f_{ctd,ser} \cdot A + 20 \cdot A_s, \quad (8.9)$$

где: 20 (МПа) - напряжение по всей арматуре перед образованием трещин в бетоне.

Таблица 8.2

Сечение	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1. Прямоугольное	1,30	
2. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,30	
3. Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне: а) при $b_f/b \leq 2$ независимо от отношения h_f/h б) при $b_f/b > 2$ и $h_f/h \geq 0,2$ в) при $b_f/b > 2$ и $h_f/h < 0,2$	1,25 1,25 1,20	
4. Двутавровое симметричное (коробчатое): а) при $b'_f/b = b_f/b \leq 2$ независимо от отношения $h'_f/h = h_f/h$ б) при $2 < b'_f/b = b_f/b \leq 6$ независимо от отношения $h'_f/h = h_f/h$ в) при $b'_f/b = b_f/b > 6$ и $h'_f/h = h_f/h \geq 0,2$ г) при $6 < b'_f/b = b_f/b \leq 15$ и $h'_f/h = h_f/h < 0,2$ д) при $b'_f/b = b_f/b \geq 15$ и $h'_f/h = h_f/h < 0,2$	1,30 1,25 1,25 1,20 1,15	
5. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b'_f/b \leq 3$: а) при $b_f/b \leq 2$ от отношения h_f/h б) при $2 < b_f/b \leq 6$ независимо от отношения h_f/h в) при $b_f/b > 6$ и $h_f/h > 0,1$	1,30 1,25 1,25	
6. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < b'_f/b < 8$: удовлетворяющее условию $3 < b'_f/b < 8$: а) при $b_f/b \leq 4$ независимо от отношения h_f/h б) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h \geq 0,2$	1,25 1,20	
в) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h < 0,2$ а) при $h_f/h > 0,3$ б) при $h_f/h \leq 0,3$		

8.1.3 Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

8.1.3.1 Ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (8.10)$$

где:

w_k - расчетная ширина раскрытия трещин;

$s_{r,max}$ - максимальная ширина раскрытия трещины (8.1.3.4);

ε_{sm} - средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующей сочетание нагрузок;

ε_{cm} - средняя деформация в бетоне на участке между трещинами.

8.1.3.2 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ может быть получено из выражения

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (8.11)$$

где:

σ_s - напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной;

$\alpha_e = E_s / E_{cm}$ - коэффициент приведения арматуры к бетону;

ρ_{eff} - эффективный коэффициент армирования, определяемый для железобетонных элементов по формуле

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}, \quad (8.12)$$

здесь A_s - площадь сечения арматуры, заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ - эффективная площадь растянутой зоны сечения, определяемая в общем случае как площадь бетона, окружающего растянутую арматуру при высоте, равной 2,5 расстояния от наиболее растянутой грани до центра тяжести арматуры (см. п.8.1.3.4).

k_t - коэффициент, зависящий от продолжительности нагрузок:

$k_t = 0,6$ при кратковременном действии нагрузок,

$k_t = 0,4$ при длительном действии нагрузок.

Ширину раскрытия трещин для расчетных ситуаций, когда растягивающие напряжения вызваны совместным действием вынужденных деформаций и усилий от внешних нагрузок, следует определять по формуле (8.10). В этом случае к относительным деформациям арматуры, рассчитанным для сечения с трещиной от действующих усилий, вызванных нагрузкой, следует суммировать вынужденные относительные деформации.

Если в изгибаемых элементах продольные стержни располагаются на значительном расстоянии друг от друга (например, в плитах), а высота сжатой зоны мала, при расчете ширины раскрытия трещин допускается принимать $s_{r,max} = (h - x)$, где h - полная высота сечения, а x - высота сжатой зоны.

8.1.3.3 Значение напряжения σ_s в растянутой арматуре изгибаемых элементов (рис.8.1,а) определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}(d-x)}{I_{red}} a_{s1} \quad (8.13)$$

где I_{red} и χ - момент инерции и высота сжатой зоны приведенного поперечного сечения, включающего в себя площадь поперечного сечения только сжатой зоны бетона и площади сечения растянутой и сжатой арматуры, умноженные на коэффициент приведения арматуры к бетону $\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{cm,red}}$

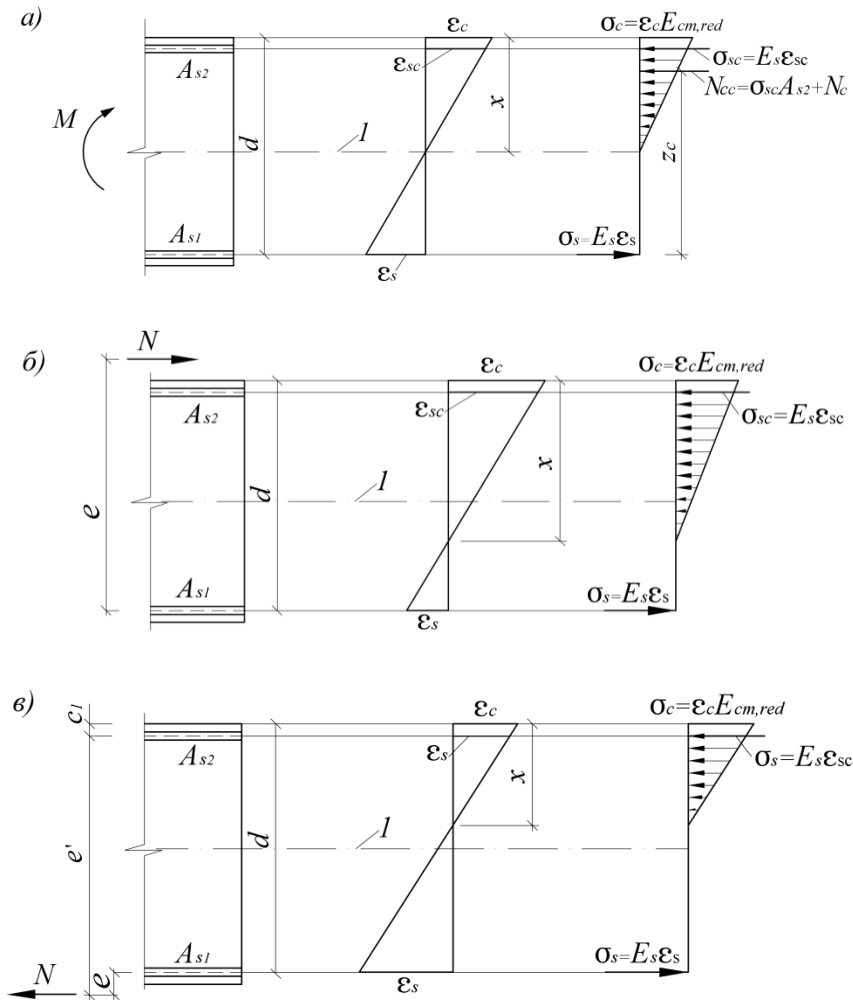


Рис.8.1 - Схемы напряженно-деформированного состояния элементов с трещинами при действии: изгибающего момента (а), сжимающей продольно силы (б), растягивающей продольной силы (в), 1 -уровень центра тяжести приведенного сечения

Коэффициент α_{s1} можно также определять по формуле $\alpha_{s1} = \frac{300}{f_{cd,ser}}$

Высота сжатой зоны определяется из решения уравнения

$$S_0 = \alpha_1 \cdot (S_s - S_{s1}) \quad (8.14)$$

где S_c, S_s, S'_s - статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, площадей растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений напряжение σ_s допускается определять по формуле

$$\sigma_{bt} = \frac{M_{ED}}{z_s \cdot A_s} \quad (8.15) \text{ где } z_s - \text{плечо внутренней пары сил, равное } z_s = \zeta \cdot d, \text{ а}$$

коэффициент ζ , определяется по графику на рис.8.2.

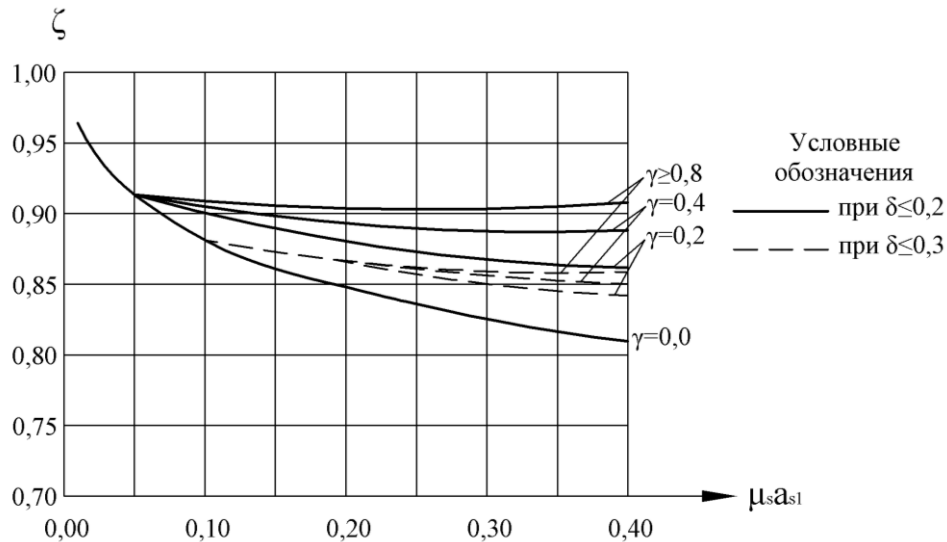


Рис.8.2 - График коэффициента $\zeta = z_s/d$ для определения плеча внутренней пары сил при расчете по раскрытию трещин изгибаемых элементов

$$\mu_s \cdot \alpha_{s1} = \frac{A_s \cdot E_s}{b \cdot d \cdot E_{cm,red}}; \quad \gamma = \frac{(b_f^1 - b) \cdot h_f^1 + \alpha_{s1} \cdot A_s^1}{b \cdot d}$$

$$\delta = h_f'/d \text{ для сечений без сжатой полки} \quad \delta = 2 c_1/d$$

Значение напряжения σ_s для внецентренно сжатых элементов, а также для внецентренно растянутых элементов при приложении силы N_{Ed} вне расстояния между арматурами S_i и S' (рис.8.1, б, в) определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed}}{S_{red}} (d - x) \cdot \alpha_{s1} \quad (8.16)$$

где S_{red} - статический момент относительно нейтральной оси; значение S_{red} вычисляют по формуле

$$S_{red} = S_c + \alpha_{s1} \cdot (S_s^1 - S_s) \quad (8.17)$$

а высоту сжатой зоны x определяют из решения уравнения

$$\frac{I_{red}}{S_{red}} = e - (d - x) \quad (8.18)$$

где I_{red} - момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси.

Для внецентренно растянутых элементов эксцентриситет e в формуле (8.18) принимают со знаком "минус".

Значение напряжения σ_s для внецентренно растянутых элементов при приложении силы N_{Ed} между центрами тяжести арматуры S_i и S' (т.е. при $e' < d - c$) определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed} \cdot e^1}{A_s(d - c_1)} \quad (8.19) \quad \text{для центрально растянутых элементов} \quad \sigma_s = \frac{N_{Ed}}{A_s} \quad (8.20)$$

Для внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения напряжение σ_s допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed} e}{A_s d} \varphi_{cr}, \quad (8.21)$$

где φ_{cr} - коэффициент, определяемый по табл.8.3.

Для внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения напряжение σ_s допускается определять по формулам:

$$\text{а) при } e' > d - c_1 \text{ и при } A_{s2} = 0 \quad \sigma_s = \frac{N_{Ed}}{A_{s1}} \left(1,2 \frac{e}{d} + 1 \right); \quad (8.22)$$

$$\text{б) при } A_{s2} \geq A_{s1} \text{ независимо от } e' \quad \sigma_s = \frac{N_{Ed} e'}{A_{s1}(d - c_1)}. \quad (8.23)$$

При $0 < A_{s2} < A_{s1}$ значение σ_s определяется линейной интерполяцией между значениями σ_s вычисленными по формулам (8.22) и (8.23).

Во всех случаях значение σ_s не должно превышать $f_{yd,ser}$.

Таблица 8.3

e/d	Коэффициенты φ_{cr}									
	При $A_{s2} \geq A_{s1}$ и значениях $\mu \cdot \alpha_{s1}$, равных					При $A_{s2} = 0$ и значениях $\mu \cdot \alpha_{s1}$, равных				
	0,01	0,05	0,10	0,20	$\geq 0,40$	0,01	0,05	0,10	0,20	$\geq 0,40$
$\leq 0,8$	0,01	0,06	0,07	0,08	0,08	0,01	0,06	0,10	0,20	0,18
1,0	0,13	0,20	0,23	0,25	0,26	0,13	0,20	0,26	0,31	0,36
1,2	0,25	0,33	0,37	0,39	0,40	0,25	0,33	0,38	0,43	0,49
1,5	0,42	0,48	0,52	0,54	0,55	0,42	0,48	0,53	0,58	0,64
2,0	0,56	0,63	0,66	0,68	0,69	0,56	0,63	0,67	0,72	0,78
3,0	0,73	0,79	0,82	0,84	0,85	0,73	0,79	0,82	0,88	0,93
4,0	0,80	0,86	0,90	0,93	0,93	0,80	0,86	0,91	0,96	1,01
$\mu_s \cdot \alpha_{s1} = \frac{A_s}{b \cdot d} \frac{300}{f_{cd,ser}}$										
ПРИМЕЧАНИЕ При $0 < A_{s2} < A_{s1}$ коэффициенты φ_{cr} определяются линейной интерполяцией.										

8.1.3.4 Максимальное расстояние $s_{r,max}$ между трещинами, мм, нормальными к продольной оси, в изгибаемых и растянутых элементах следует определять по формуле

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{d}{\rho_{eff}}, \quad (8.24)$$

где:

d - диаметр стержней. При наличии в сечении стержней разных диаметров, необходимо использовать эквивалентный диаметр d_{eq} . Для сечения с n_1 стержнями диаметром d_1 и с n_2 стержнями диаметром d_2 , что бы получить d_{eq} , следует использовать выражение:

$$d_{eq} = \frac{n_1 d_1^2 + n_2 d_2^2}{n_1 d_1 + n_2 d_2}, \quad (8.25)$$

c - защитный слой бетона для продольной арматуры;

k_1 — коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном, равный:

- для стержней периодического профиля $k_1 = 0,8$;
- для гладких стержней $k_1 = 1,6$.

k_2 — коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента (рисунок 8.3) и принимаемый равным:

- при изгибе $k_2 = 0,5$;
- при осевом растяжении $k_2 = 1,0$;
- при внецентренном растяжении:

$$\text{если } \varepsilon_1 > \varepsilon_2, k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1};$$

если $\varepsilon_2 = 0, k_2 = 0,5$.

ρ_{eff} — эффективный коэффициент армирования, определяемый для железобетонных элементов по формуле

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

здесь A_s — площадь сечения арматуры, заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$;

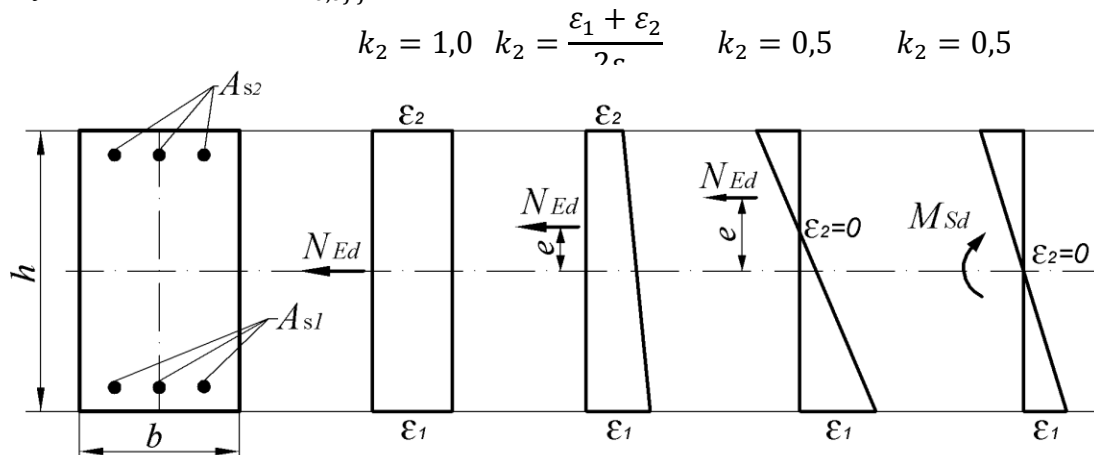


Рисунок 8.3- К определению коэффициента k_2 в формуле (8.24)

$A_{c,eff}$ - эффективная площадь растянутой зоны сечения, определяемая в общем случае как площадь бетона, окружающего растянутую арматуру при высоте, равной 2,5 расстояния от наиболее растянутой грани до центра тяжести арматуры (рисунок 8.4). Для плит или предварительно напряженных элементов, где высота растянутой зоны может быть незначительной, высота эффективной зоны принимается не более $(h-x)/3$.

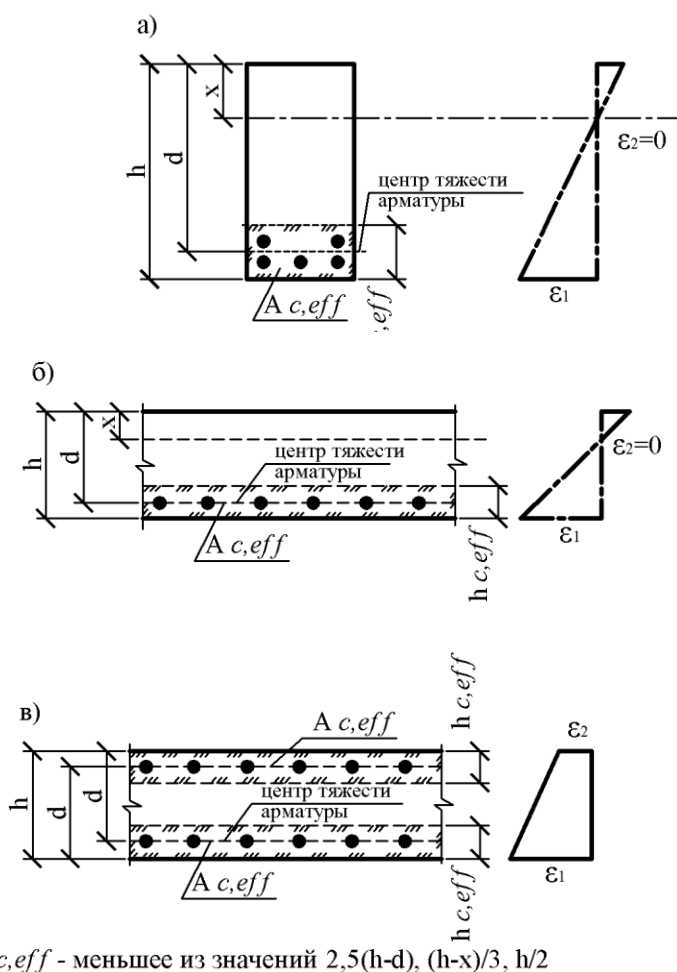


Рис. 8.4 - К определению эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$:

а - балки;

б - плиты;

в - элементов, подвергнутых растяжению

8.1.4 Минимальная площадь армирования, необходимая для ограничения ширины раскрытия трещин

8.1.4.1 Минимальную площадь растянутой арматуры в сечении, назначаемую из условия ограничения ширины раскрытия трещин, следует определять из условия

$$A_s \cdot \sigma_s \leq k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (8.26)$$

где:

A_s - площадь ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне сечения;

A_{ct} - площадь бетона в растянутой зоне сечения, высота которой определяется непосредственно перед образованием первой трещины;

σ_s - максимальные напряжения в ненапрягаемой арматуре, определяемые непосредственно после образования трещины. Для ограничения ширины раскрытия

трещин значения максимальных напряжений в ненапрягаемой арматуре допускается принимать в зависимости от максимального диаметра стержней по таблице 8.4 и максимального расстояния между стержнями по таблице 8.5. При расчете по формуле (8.26) допускается принимать напряжения в ненапрягаемой арматуре равными нормативному сопротивлению f_{yk} ;

$f_{ct,eff}$ - величина средней эффективной прочности бетона при растяжении к моменту образования первой трещины $f_{ct,eff} = f_{ctm}$. В случаях, когда трещинообразование вызвано вынужденными деформациями (например, при усадке), средняя эффективная прочность бетона при растяжении может быть принята в возрасте от 3 до 5 сут после бетонирования в зависимости от условий хранения, формы элемента и технологии выполнения работ. Значения $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ допускается принимать по таблице 6.1 в зависимости от класса бетона по прочности, установленного к моменту образования трещин. Когда время образования трещин (меньшее, чем 28 сут) не может быть установлено достоверно, допускается величину средней эффективной прочности бетона при растяжении принимать равной 3 МПа;

k_c — коэффициент, учитывающий распределение напряжений по сечению непосредственно перед образованием трещин; в зависимости от формы сечения k_c имеет следующие значения:

- для случая чистого растяжения независимо от формы сечения $k_c = 1,0$;
- для прямоугольных сечений, стенок тавровых и коробчатых сечений

$$k_c = 0,4 \left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left(\frac{h}{h^*}\right) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1; \quad (8.27)$$

- для полок тавровых и коробчатых сечений

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0,5; \quad (8.28)$$

σ_c - средние напряжения в бетоне на рассматриваемой части сечения;

h^* — следует принимать равным:

$h^* = h$ - при $h < 1,0$ м;

$h^* = 1,0$ - при $h \geq 1,0$ м;

k_1 - коэффициент, учитывающий влияние осевых сил на распределение напряжений по сечению элемента:

$k_1 = 1,5$ - при осевой сжимающей силе N_{Ed} ;

$k_1 = \frac{2h^*}{h}$ - при осевой растягивающей силе N_{Ed} ;

F_{cr} - равнодействующая растягивающих напряжений в полке таврового или коробчатого сечения непосредственно перед образованием трещин при $\sigma_{ct} = f_{ct,eff}$;

k - коэффициент, принимаемый равным:

$k = 1,0$ - для стенок элементов при $h \leq 300$ мм или полок, имеющих ширину менее 300 мм;

$k = 0,65$ - для стенок элементов при $h \geq 800$ мм или полок, имеющих ширину более 800 мм.

Для промежуточных значений допускается линейная интерполяция.

Ширину раскрытия трещин в изгибаемых элементах прямоугольного сечения, армированных стержнями периодического профиля классов St400 и St500, допускается проверять по упрощенной методике из условия, что $w_k \leq w_{lim}$, если максимальный диаметр стержней продольной арматуры не превышает ϕ_s^* из таблицы 8.4, т.е.

$$\phi_s \leq \phi_s^*$$

Диаметр стержней растянутой арматуры при проверке ширины раскрытия трещин следует определить по формуле:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_t}{4 \cdot (h - d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}}$$

ϕ_s^* — максимальный диаметр растянутой арматуры принимается по табл. 8.4;

h - высота элемента;

h_t - высота растянутой зоны сечения;

d - рабочая высота;

$f_{ct0} = 3,0 \text{ Н/мм}^2$ (базовое значение прочности бетона при растяжении);

Таблица 8.4 составлена для случаев, когда отношение рабочей высоты к полной высоте сечения d/h находится в интервале от 0,85 до 0,95. Максимальный диаметр стержней зависит от коэффициента продольного армирования ρ и напряжений σ_s , в растянутой арматуре в сечении с трещиной, которые определяют по упрощенной формуле:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}}, \quad (8.29)$$

где M_{Ed} - изгибающий момент от квазипостоянное сочетание нагрузок, определенных при $\gamma_F = 1,0$;

z - плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной для II стадии напряженно-деформированного состояния, определяемое:

$z = 0,90d$ при $\rho \leq 0,5 \%$;

$z = 0,85d$ при $0,5 \% \leq \rho \leq 1,0 \%$;

$z = 0,80d$ при $\rho \geq 1,0 \%$.

Таблица 8.4 - Максимальные диаметры стержней растянутой арматуры при использовании упрощенного метода проверки ширины раскрытия трещин в изгибаемых элементах ϕ_s , мм

Напряжения в арматуре Н/мм ²	Максимальный диаметр стержней, мм		
	$w_k=0,4$	$w_k=0,3$	$w_k=0,2$
240	20	20	16
280	20	20	16
320	20	20	16
360	20	20	16
400	20	16	12
450	16	12	10

Таблица 8.5 - Максимальные расстояния между стержнями $s_{r,max}$, в миллиметрах

Напряжения в арматуре, Н/мм ²	Максимальное расстояние между стержнями при w_k , мм		
	0,4	0,3	0,2
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

Если проектируемый элемент не удовлетворяет условиям таблицы 8.4, либо если максимальный диаметр растянутой арматуры превышает значения, приведенные в таблице 8.4, необходимо провести расчетную проверку ширины раскрытия трещин по формуле (8.10).

8.1.5 Расчет ширины раскрытия наклонных трещин

8.1.5.1 Расчетную ширину w_k трещин, наклонных к продольной оси элемента, рекомендуется определять по формуле (8.10) с заменой $S_{r,max}$ на $S_{r,max}$, рассчитанной по формуле (8.30).

Для элементов, имеющих ортогональное армирование, в случае, когда образующиеся трещины наклонены под углом к продольной оси элемента (направлению продольного армирования), и угол наклона $\theta > 15^\circ$, среднее расстояние между наклонными трещинами $S_{r,max}$ следует определять по формуле

$$S_{r,max} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{S_{r,max,x}} + \frac{\cos \theta}{S_{r,max,y}}}, \quad (8.30)$$

где:

$S_{r,max,x}$ - среднее расстояние между трещинами в направлении, параллельном продольной оси;

$S_{r,max,y}$ - среднее расстояние между трещинами в направлении, перпендикулярном к продольной оси элемента;

θ - угол между направлением продольного армирования (продольной осью элемента) и направлением главных сжимающих напряжений. Значение θ принимается из расчета прочности наклонных сечений.

Средние расстояния $S_{r,max,x}$ и $S_{r,max,y}$ (рис. 8.5) определяют по формулам:

$$S_{r,max,x} = 2 \left(C_x + \frac{S_x}{10} \right) + 0,25K_1 \frac{\phi_{bx}}{p_{lx}}, \quad (8.31)$$

$$S_{r,max,y} = 2 \left(C_y + \frac{S_y}{10} \right) + 0,25K_1 \frac{\phi_{sw}}{p_{sw}}, \quad (8.32)$$

где ϕ_{bx} , ϕ_{sw} - соответственно диаметры продольных и поперечных стержней;

C_x , C_y - расстояния до ц.т. продольной и поперечной арматуры (рис. 8.5) от ц.т. сечения.

Средние значения главных относительных деформаций растяжения для железобетонного элемента с диагональными трещинами, используемые в формуле (8.10), вместо относительных деформаций ε_{sm} определяют из расчета с использованием общей деформационной модели при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил (см. главу 7).

Пособие по проектированию железобетонных конструкций допускает, кроме того, упрощенный расчет исходя из ограничения чрезмерного раскрытия наклонных трещин. В соответствии с принятым подходом устанавливают максимальный шаг поперечных стержней, при котором для заданных усилий и коэффициента поперечного армирования не будут превышены требования по ограничению ширины раскрытия наклонных трещин. Максимальный шаг поперечных стержней (табл. 8.5) принимают в зависимости от величины приведенных напряжений в поперечной арматуре (хомутах):

$$\sigma_{sw.red} = \frac{V_{Ed} - 3V_{Rd.c}}{\rho_w \cdot b_w \cdot d} \quad (8.33)$$

где:

$V_{Rd.c}$ - поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечного армирования (см. главу 7.2);

ρ_{sw} - коэффициент поперечного армирования;

b_w, d - минимальная ширина и рабочая высота сечения.

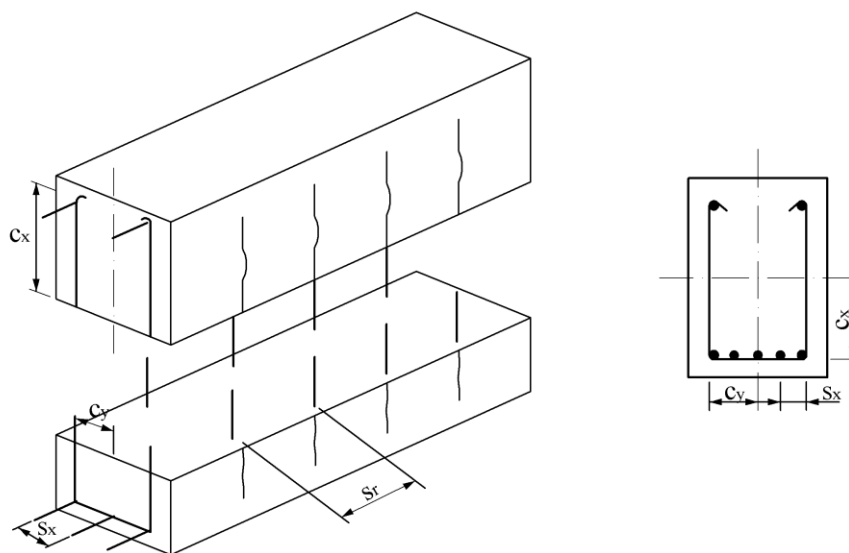


Рис. 8.5 - К определению расчетных параметров при вычислении расстояния между наклонными трещинами

Таблица 8.6 - Максимальный шаг поперечных стержней, обеспечивающий ограничение ширины раскрытия наклонных трещин

Приведенные напряжения в поперечной арматуре $\sigma_{sw.red}$ МПа	< 50	75	100	150	200
Максимальный шаг поперечных стержней S_{max} , мм	300	200	150	100	50

8.2 Расчет железобетонных конструкций по деформациям

8.2.1 Общие положения

8.2.1.1 Определение прогибов (перемещений) железобетонных конструкций следует производить по общим правилам строительной механики, используя значения продольных деформаций, поперечных деформаций и кривизны по длине железобетонных конструкций от действия внешних нагрузок.

8.2.1.2 Кривизна железобетонных элементов принимается равной разности краевых относительных деформаций элемента в сечении, нормальном к продольной оси, деленной на высоту сечения.

8.2.1.3 Для участков железобетонных элементов с трещинами кривизна принимается равной разности средних относительных деформаций крайнего волокна сжатого бетона и средних относительных деформаций крайнего растянутого арматурного стержня на этом участке, деленной на расстояние между крайним волокном сжатого бетона и центром тяжести крайнего растянутого арматурного стержня.

8.2.1.4 Средние относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона определяются по относительным деформациям крайнего сжатого волокна в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций сжатого бетона по длине между трещинами.

8.2.1.5 Средние относительные деформации крайнего растянутого арматурного стержня определяются по относительным деформациям крайнего растянутого арматурного стержня в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры по длине между трещинами, определяемый согласно п.8.1.1.16.

8.2.1.6 Относительные деформации сжатого бетона и растянутой арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, в общем случае определяются из расчета системы уравнений нелинейной деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающего момента и продольной силы от соответствующего сочетания внешних нагрузок согласно 5.2.12.

8.2.1.7 Допускается определять деформации в сжатом бетоне и растянутой арматуре исходя из условно упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси элемента, принимая условно упругую работу бетона с приведенным модулем упругости и упругую работу арматуры со своим модулем упругости.

8.2.1.8 Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, определение относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого поясов.

8.2.1.9 Для участков железобетонных элементов без трещин краевые деформации элемента в общем случае определяются исходя из деформационной модели железобетонного элемента без трещин. Допускается в этом случае производить расчет железобетонного элемента как сплошного упругого тела с введением дополнительных коэффициентов, учитывающих неупругую работу бетона.

8.2.1.10[7.4.3(3)] При использовании упрощенных методов расчета для определения деформаций железобетонных изгибаемых элементов, работающих с трещинами, окончательное значение проверяемого параметра следует определять по формуле

$$\alpha = \xi \cdot \alpha_{II} + (1 - \xi) \cdot \alpha_I, \quad (8.35)$$

где α - анализируемый параметр, в качестве которого могут рассматриваться кривизна, угол поворота или прогиб;

α_I, α_{II} - соответственно значения параметра, определенные для сечения без трещины и с трещиной;

ξ - коэффициент, определяемый по формуле (8.57).

8.2.2 Расчет железобетонных элементов по прогибам

8.2.2.1 Расчет железобетонных элементов по прогибам производят из условия

$$a_k \leq a_{lim}, \quad (8.36)$$

где:

a_k - расчетный прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от действия соответствующей сочетания внешней нагрузки, мм;

a_{lim} - предельно допустимый прогиб (перемещение), установленный нормативными документами.

Прогибы железобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик

железобетонных элементов в сечениях по его длине (кривизны, углов сдвига, относительных продольных деформаций).

В тех случаях, когда прогибы железобетонных элементов, в основном, зависят от изгибных деформаций, значение прогибов определяют по кривизне элемента согласно пп.8.2.2.2 и 8.2.2.3.

8.2.2.2 В общем случае прогиб железобетонных конструкций следует определять по формуле

$$a_k = a_{k,m} + a_{k,v}, \quad (8.37)$$

где:

$a_{k,m}$ - прогиб, обусловленный деформациями изгиба;

$a_{k,v}$ - прогиб, обусловленный деформациями сдвига.

Значения $a_{k,m}$ определяют по формулам:

$$a_{k,m} = \int_0^l \overline{M}(x) \frac{1}{r(x)} dx, \quad (8.38)$$

$$a_{k,m} = \int_0^l \overline{M}(x) \frac{M_{Ed}(x)}{B_m(x)} dx, \quad (8.39)$$

где:

$\overline{M}(x)$ - изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине пролета, для которого определяют прогиб;

$\frac{1}{r(x)}$ - кривизна элемента в сечении x от расчетной сочетания внешних нагрузок, при которой определяется прогиб;

$M_{Ed}(x)$ - изгибающий момент в сечении x от расчетной сочетания внешних нагрузок, при которой определяется прогиб;

$B_m(x)$ - изгибная жесткость железобетонного элемента в сечении x .

Значение $a_{k,v}$ определяют по формулам:

$$a_{k,v} = \int_0^l \overline{V}(x) \cdot \gamma(x) dx, \quad (8.40)$$

$$a_{k,v} = \int_0^l \overline{V}(x) \frac{V_{Ed}(x)}{B_v(x)} dx, \quad (8.41)$$

где:

$\overline{V}(x)$ - поперечная сила в сечении x , определяемая от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине пролета, для которого определяется прогиб;

$\gamma(x)$ - деформация сдвига в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб;

$V_{Ed}(x)$ - поперечная сила в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб;

$B_v(x)$ - сдвиговая жесткость железобетонного элемента в сечении x .

8.2.2.3 Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, допускается определять прогиб при изгибе $a_{(\infty, t_0)}$ по упрощенной формуле:

$$a_{(\infty, t_0)} = \alpha_k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}}, \quad (8.42)$$

где:

α_k - коэффициент, зависящий от способа приложения нагрузки и схемы опирания элемента;

M_{Ed} - максимальное значение расчетного момента по предельным состояниям второй группы;

$B_{(\infty, t_0)}$ - изгибная жесткость элемента, определяемая при квазипостоянного сочетании нагрузок по формуле (8.66).

Для наиболее характерных расчетных схем железобетонных элементов и способов приложения нагрузок, применяемых в практике проектирования максимальный прогиб может быть определен по формуле:

$$a_{max} = \alpha_k \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B} \quad (8.42a)$$

либо

$$a_{max} = \alpha_k \cdot \left(\frac{l}{r}\right) \cdot l_{eff}^2 = \alpha_k \cdot \varphi \cdot l_{eff}^2, \quad (8.42b)$$

где:

B - изгибная жесткость железобетонного элемента, соответствующая изгибающему моменту M_{Ed} ;

l_{eff} - эффективный (расчетный) пролет элемента;

$\varphi = \left(\frac{l}{r}\right)$ - кривизна элемента.

Коэффициента α_k в формуле (8.42) представляет собой постоянную интегрирования, зависящую от условий закрепления и схемы нагружения элемента. Значения этого коэффициента для наиболее распространенных проектных случаев приведены в табл. 8.7.

Жесткость железобетонного элемента, работающего без трещин, выражается в зависимости от длительности действия нагрузки и момента инерции сечения в стадии I напряженно-деформированного состояния:

- при квазипостоянной комбинации нагрузок
-

$$B_{\infty} = E_{c,eff} \cdot J_I; \quad (8.43)$$

- при частной комбинации нагрузок

$$B_0 = E_{cm} \cdot J_I, \quad (8.44)$$

где:

$E_{c,eff}$ - эффективный модуль упругости, определяемый с учетом ползучести бетона по формуле:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(t,t_0)}; \quad (8.45)$$

E_{cm} – модуль упругости бетона, принимаемый по табл. 6.2;

$\varphi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона к моменту времени t .

При расчете прогибов от квазипостоянной сочетание нагрузок в формуле (8.45) при вычислении эффективного модуля упругости бетона допускается принимать предельное значение коэффициента ползучести $\varphi(t, t_0)$, определяемое по методике, изложенной в главе 6.

В соответствии с требованиями пособий при расчете прогибов необходимо учитывать влияние усадочных относительных деформаций бетона на величину кривизны железобетонного элемента. При этом принято, что дополнительная кривизна связана с ограничением усадочных относительных деформаций продольной арматуры элемента. Кривизну железобетонного элемента, работающего без трещин, с учетом усадочных относительных деформаций определяют по формуле:

$$\varphi_{cs} = \left(\frac{1}{r} \right)_{cs} = \frac{M_{Ed} - \varepsilon_{cs}(t, t_0) E_s \cdot S_{Is}}{E_{c,eff} \cdot J_I}, \quad (8.46)$$

где:

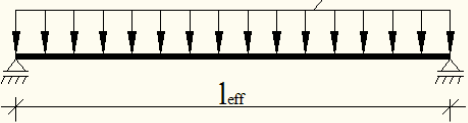
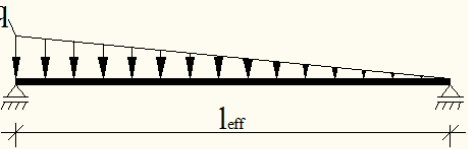
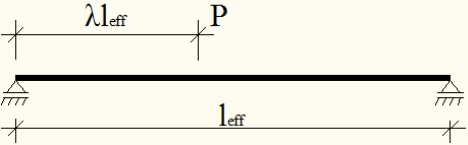
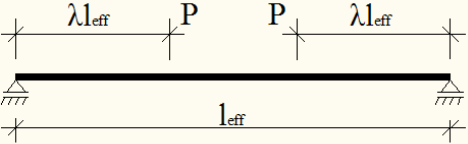
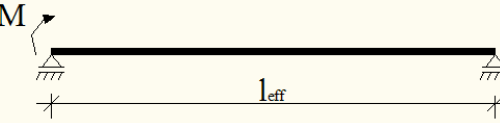
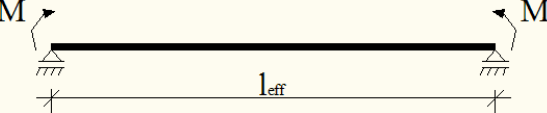
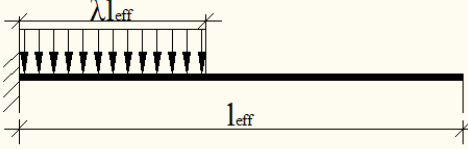
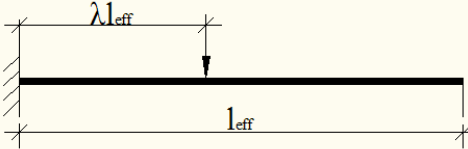
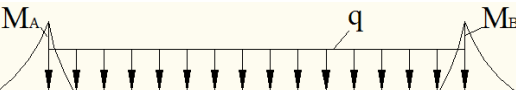
$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ - относительная деформация свободной усадки к моменту времени t ; допускается принимать предельное значение деформации усадки $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0)$;

S_{Is} - статический момент продольной арматуры относительно т. сечения, определяемый по формуле:

$$S_{Is} = A_{s1} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot z_2, \quad (8.47)$$

здесь z_1 и z_2 - расстояния от центров тяжести площадей арматуры A_{s1} и A_{s2} до центра тяжести сечения рассчитываемого элемента.

Таблица 8.7 - Величина коэффициента α_k для определения прогибов изгибаемых элем.

№	Схема нагружения	Коэффициент α_k
1		$5/48$
2		0,102
3		$\frac{3 - 4\lambda^2}{48(1 - \lambda)}$; при $\lambda = 0,5$ $a_k = 1/12$
4		$\frac{1}{8} - \frac{\lambda^2}{6}$
5		0,0625
6		$1/8$
7		$\frac{\lambda(3 - \lambda)}{12}$; при $\lambda = 1$ $a_k = 1/4$
8		$\frac{\lambda(3 - \lambda)}{6}$; при $\lambda = 1$ $a_k = 1/3$
9		$\frac{5}{48} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m} \right)$

8.2.3 Определение кривизны железобетонных элементов

8.2.3.1 Общие положения

8.2.3.1.1 Кривизну железобетонных элементов для вычисления их прогибов определяют:

а) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне не образуются нормальные к продольной оси трещины, согласно п.8.2.3.2.1;

б) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, согласно п.8.2.3.3.1.

Элементы или участки элементов рассматривают без трещин, если трещины не образуются (т.е. выполняется условие 8.4 при действии всех нагрузок) с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

8.2.3.2 Кривизна железобетонного элемента на участке без трещин в растянутой зоне

8.2.3.2.1 Кривизну элементов (или участков элементов), работающих без трещин, следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{\varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2}}{h}, \quad (8.48)$$

где:

ε_{c1} - относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона;

ε_{c1} - относительная деформация крайнего растянутого (менее сжатого) волокна бетона;

h - расстояние между крайними волокнами бетона в сечении.

Относительные деформации крайних волокон сечения ε_{c1} и ε_{c1} в общем случае следует определять из расчета по деформационной модели железобетонного элемента, работающего без трещин.

Изгибную жесткость железобетонного элемента без трещин $B_{(\infty, t_0)}$ следует определять по формуле (8.66), принимая $I_{II} = I_I$, значение эффективного модуля упругости бетона $E_{c, eff}$ по формуле (8.67) или (8.68), а кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)$ по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M_{Ed}}{B_{m(\infty, t_0)}}, \quad (8.49)$$

8.2.3.3 Кривизна железобетонного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне

8.2.3.3.1 Кривизну железобетонных элементов (или участков элементов) с трещинами $\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}$, нормальными к продольной оси, следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm}}{d}, \quad (8.50)$$

где:

ε_{cm} - средние относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона на участке между трещинами;

ε_{sm} - средние относительные деформации крайнего растянутого стержня продольной арматуры на участке между трещинами;

d - расстояние между крайним сжатым волокном бетона и крайним растянутым стержнем продольной арматуры.

Значение ε_{cm} определяют по формуле

$$\varepsilon_{cm} = \psi_c \cdot \varepsilon_{cc}, \quad (8.51)$$

где:

ε_{cc} - относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона в сечении с трещиной;

ψ_c - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций сжатого бетона между трещинами. Значение коэффициента допускается принимать равным 0,9.

Относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона ε_{cc} и крайнего растянутого стержня продольной арматуры ε_s в сечении с трещиной в общем случае следует определять из решения расчетной системы уравнений деформационной модели от действия момента, вызванного расчетными усилиями для предельных состояний по эксплуатационной пригодности.

Значения ε_{cc} и ε_s допускается определять по формулам:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_{cm,red}}, \quad (8.52)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (8.53)$$

где:

σ_{cc} - напряжение в крайнем сжатом волокне бетона в сечении с трещиной;

σ_s - напряжение в крайнем растянутом стержне продольной арматуры в сечении с трещиной.

Значения σ_{cc} и σ_s допускается определять из условно упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси, включающего сжатую зону бетона с приведенным модулем упругости $E_{cm,red}$, сжатую и растянутую арматуру с модулем упругости E_s .

Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней сечения, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, значения σ_{cc} и σ_s допускается определять по формулам:

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ed}}{A_{cc} \cdot z}, \quad (8.54)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_s \cdot z}, \quad (8.55)$$

где:

A_{cc} - площадь сжатого бетона в сечении с трещиной;

A_s - площадь растянутой арматуры в сечении с трещиной;

z - расстояние между центрами тяжести площади сжатого бетона и растянутой арматуры.

Значения A_{cc} и z опускается определять из расчета изгибаемых элементов по предельным усилиям в сечении, нормальном к продольной оси.

Кривизну железобетонного элемента $\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}$ в этом случае следует определять по формуле (8.50), принимая значение $d = z$.

Средние относительные деформации в растянутой арматуре и сжатом бетоне определяют с учетом «эффекта ужесточения при растяжении» (tensionstiffeningeffect). Как было показано ранее (см. формулу 8.35) относительные деформации растянутой арматуры равны:

$$\varepsilon_{sm} = \xi \cdot \varepsilon_s^I + (1 - \xi) \varepsilon_s^I \quad (8.56)$$

где:

ε_s^I и ε_s^{II} - соответственно, относительные деформации растянутой арматуры в стадии I и стадии II напряженно-деформированного состояния;

ξ - коэффициент, учитывающий «эффект ужесточения при растяжении», определяемый по формуле:

$$\xi = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (8.57)$$

где:

$\xi = 0$ для сечения без трещины;

β - коэффициент, учитывающий влияние длительности нагружения или повторность нагружения на среднюю деформацию;

$\beta = 1,0$ для однократной переменной нагрузки;

$\beta = 0,5$ для постоянной или многократно повторной нагрузки;

σ_s - напряжение в растянутой арматуре, вычисленное для сечения с развитой трещиной;

σ_{sr} - напряжение в растянутой арматуре, вычисленное для сечения с трещиной от нагрузки, при действии которой образовалась трещина.

Примечание - Отношение $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ может заменено на отношение $\frac{M_{cr}}{M_{Ed}}$ для изгибаемых или $\frac{N_{cr}}{N_{Ed}}$ для центрально растянутых элементов, где M_{cr} и N_{cr} соответственно момент трещинообразования и сила, вызывающая образование трещины.

Идентичным способом можно записать и средние относительные деформации наиболее сжатого волокна бетона:

$$\varepsilon_{cm} = \xi \cdot \varepsilon_c^{II} + (1 - \xi) \varepsilon_c^I \quad (8.58)$$

где:

ε_s^I и ε_c^I - соответственно относительно деформации наиболее растянутой арматуры в стадии I и II напряженно-деформированного состояния.

Зная величину средних относительных деформаций в растянутой арматуре и сжатом бетоне, среднюю кривизну элемента в стадии II напряженно-деформированного состояния (с учетом работы бетона на участках между трещинами) определяет по формуле:

$$\varphi_m = \left(\frac{l}{r} \right)_m = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{cm}}{d} = \frac{\xi \cdot \varepsilon_s^{II} + (1 - \xi) \varepsilon_s^I + \xi \cdot \varepsilon_c^{II} + (1 - \xi) \varepsilon_c^I}{d} = \xi \cdot \varphi_{II} + (1 - \xi) \varphi_I \quad (8.59)$$

где:

$\varphi_I = \left(\frac{l}{r} \right)_I$ - кривизна элемента, работающего без трещин в стадии I напряженно-деформированного состояния, определяемая по формуле:

$$\varphi_I = \frac{\varepsilon_s^I + \varepsilon_c^I}{d} \quad (8.60)$$

$\varphi_{II} = \left(\frac{l}{r} \right)_{II}$ - кривизна элемента, работающего с трещинами в стадии II напряженно-деформированного состояния (без учета работы бетона на участках между трещинами), определяемая:

$$\varphi_{II} = \frac{\varepsilon_s^{II} + \varepsilon_c^{II}}{d} \quad (8.61)$$

8.2.3.4 Определение изгибной жесткости железобетонного элемента

8.2.3.4.1 При длительном действии нагрузки (квазипостоянные комбинации нагрузки) учитываются эффекты, связанные с развитием ползучести бетона путем введения эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$, определяемого по формуле (8.45).

В зависимости от стадии напряженно-деформированного состояния изменяется момент инерции сечения.

Для стадии I напряженно-деформированного состояния, когда в элементе отсутствуют трещины:

$$B_I = E_{c,eff} \cdot I_I \quad (8.62)$$

В свою очередь для стадии II, соответствующей работе элемента при наличии трещин:

$$B_{II} = E_{c,eff} \cdot I_{II} \quad (8.63)$$

В формулах (8.62) и (8.63):

I_I и I_{II} – соответственно моменты инерции сечения при отсутствии и наличии трещин.

Тогда средняя кривизна по формуле (8.59) равна:

$$\varphi_m = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \xi \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} + (1 - \xi) \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} \quad (8.64)$$

либо

$$\varphi_m = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} \left[1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right) \right] \quad (8.65)$$

Тогда жесткость $B_{(\infty, t_0)}$ железобетонного элемента трещинами при учете квазипостоянных комбинации нагрузок можно записать:

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right)} \quad (8.66)$$

где:

$E_{c,eff}$ - эффективный модуль упругости бетона;

I_{II} , I_I - соответственно момент инерции сечения с трещиной и без трещины, определяемый с учетом отношения $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$.

Значения эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$ определяются:

- при действии переходных комбинаций воздействий

$$E_{c,eff} = E_{cm}; \quad (8.67)$$

- при действии квазипостоянных комбинаций воздействий

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}}, \quad (8.68)$$

где:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ - предельное значение коэффициента ползучести для бетона, определяемое в соответствии с указаниями раздела 6.

Как было показано ранее, в формуле (8.66) отношение σ_{sr}/σ_s может быть заменено отношением M_{cr}/M_{Ed} . При этом M_{Ed} – изгибающий момент от квазипостоянной комбинации воздействий.

Кривизну от совместного действия изгибающего момента и усадки бетона в элемент трещинами записывают по аналогии с формулой (8.46)

$$\varphi_{II} = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \frac{M_{Ed} - \varepsilon_{sc}(t, t_0) \cdot E_s S_{sII}}{E_{c,eff} I_{II}} \quad (8.69)$$

Составляющую прогиба a_{sc} , вызванного усадкой бетона в железобетонном элементе, работающем с трещинами определяют по формуле:

$$a_{cs, II} = -\frac{1}{8} \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot S_{sII}}{B_{\infty}} l_{eff}^2 \quad (8.70)$$

где:

ε_{cs} - относительная деформация усадки бетона (в расчетах следует принимать со знаком «минус»).

8.2.3.4.2 При частом сочетании нагрузок в формуле (8.59) следует учитывать модуль упругости бетона E_{cm} и принимать соответствующее значение коэффициента β . Тогда жесткость элемента при частном сочетании нагрузки:

$$B_0 = \frac{E_{cm} \cdot J_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{J_{II}}{J_I} \right)} \quad (8.71)$$

где:

M_{Ed} - изгибающий момент, вызванный переменным (частное сочетание нагрузок) действием нагрузки.

8.2.3.5 Упрощенный способ проверки прогибов

8.2.3.5.1[7.4.2(2)] Упрощенный способ проверки прогибов согласно пособию основан на сравнении коэффициента жесткости $\left(\frac{l_{eff}}{d}\right)$, который косвенным образом характеризует деформативность конструкции от действия нагрузок с допустимыми значениями $\left(\frac{l_{eff}}{d}\right)_{lim}$, приведенными в табл.8.8.

где:

$\left(l_{eff}/d\right)_{lim}$ – предельно допустимое значение отношения l_{eff}/d , принимаемое по табл. 8.8;

В общем случае условие, в соответствии с которым выполняют проверку прогибов по упрощенному способу, имеет вид:

$$\left(l_{eff}/d\right)_{lim} \geq K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right], \text{ если } \rho \leq \rho_0 \quad (8.72)$$

$$\left(l_{eff}/d\right)_{lim} \geq K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ если } \rho \geq \rho_0 \quad (8.72a)$$

где:

$\frac{l_{eff}}{d}$ - предельное отношение «пролет / высота сечения»;

K - коэффициент, учитывающий особенность статической схемы;

ρ_0 - относительный коэффициент армирования: $\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$;

ρ - требуемый коэффициент армирования растянутой арматурой для середины пролета при действии изгибающего момента от расчетной нагрузки (в заделке консоли);

ρ' - требуемый коэффициент армирования сжатой арматурой для середины пролета при действии изгибающего момента от расчетной нагрузки (в заделке консоли);

f_{ck} - в МПа.

Для тавровых сечений, в которых отношение ширины полков к ширине ребра превышает 3, значение $\frac{l_{eff}}{d}$, полученное из (8.72), следует умножить на 0,8.

Для балок или плит с пролетами свыше 7 м, отличных от балочных плит, подверженных опасности разрушения из-за чрезмерных прогибов, значения $\frac{l_{eff}}{d}$, полученные из (8.72), следует умножать на коэффициент $7/l_{eff}$ (l_{eff} - в метрах).

Для балочных плит с пролетами свыше 8,5 м, подверженных опасности разрушения из-за чрезмерных прогибов, значения $\frac{l_{eff}}{d}$, полученные из (8.72), следует умножать на коэффициент $\frac{8,5}{l_{eff}}$ (l_{eff} – в метрах).

В соответствии с требованиями пособие предельное значение коэффициента жесткости $(l_{eff}/d)_{lim}$ определяют по табл. 8.8 в зависимости от вида и статической схемы рассчитываемой конструкции эффективного (расчетного) пролета элемента. Представленные в табл. 8.8 значения коэффициент $(l_{eff}/d)_{lim}$ зависят от величины напряжений в бетоне сжатой зоны сечения (условно принято: бетон слабо сжатый и бетон сильно сжатый).

Проектировщик определяет расчетную ситуацию исходя из коэффициента продольного армирования сечения ρ . Принято что:

- при $\rho = (A_{st}/b \cdot d) \cdot 100\% \leq 0,5\%$ - слабо сжатый бетон;
- при $\rho = (A_{st}/b \cdot d) \cdot 100\% \leq 1,5\%$ - сильно сжатый бетон.

В случае промежуточных значений ρ допускается применение линейной интерполяции.

Таблица 8.8 - Предельно-допустимые значения отношения $(l_{eff}/d)_{lim}$ для железобетонных элементов при упрощенном способе проверки прогибов

Статическая схема	К	Сильно армированный бетон: $\rho = 1,5\%$.	Слабо армированный бетон: $\rho = 0,5\%$.
Просто опертая балка, одно-, двух- пролетная плита	1,0	14	20
Крайний пролет балки, или однопролетной неразрезной плиты, или двухпролетной неразрезной плиты	1,3	18	26
Внутренний пролет балки или одно-двух пролетной плиты	1,5	20	30
Плита, опертая на колонны без балок	1,2	17	24
Консоль	0,4	6	8
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Приведенные значения достаточно консервативны и соответствуют отчасти более тонким элементам. ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для 2-х пролетных плит, следует выбирать значения для более короткого пролета. ПРИМЕЧАНИЕ 3 Рекомендации приведены для плит перекрытий, на основании ограничения менее жесткого, чем прогиб в середине пролета (пролет/250) для колонн.			

8.2.3.6 Кривизна от усадки бетона

8.2.3.6.1 Дополнительную кривизну от неравномерной усадки бетона $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$ следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty} \cdot \alpha_e \cdot S}{I}, \quad (8.73)$$

где:

$\varepsilon_{cs,\infty}$ - предельное значение усадки бетона, определяемое п.6.19;

S - статический момент арматуры относительно центра тяжести сечения;

I - момент инерции сечения;

$$\alpha_e = \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}}, \quad E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}}.$$

Предельное значение коэффициента ползучести для бетона $\varphi_{(\infty, t_0)}$ следует определять в соответствии с требованиями 6.16.

При расчете кривизны от усадки для элементов с трещинами значения S и I определяют дважды: для сечения без трещины и сечения с трещиной. Окончательное значение кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$ в этом случае определяют из формулы (8.35).

8.2.3.7 Определение деформации сдвига и сдвиговой жесткости

8.2.3.7.1 Сдвиговую жесткость допускается определять по формуле

$$B_v(x) = \frac{2}{3} \varphi_{cr}(x) \cdot G_c \cdot b \cdot h, \quad (8.74)$$

где:

G_c - модуль сдвига бетона, принимаемый равным $0,4E_{cm}$;

$\varphi_{cr}(x)$ — коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформацию сдвига.

8.2.3.7.2 Деформации сдвига допускается определять по формуле

$$\gamma_v(x) = \frac{V_{Ed}(x)}{B_v}, \quad (8.75)$$

где:

$V_{Ed}(x)$ - расчетная поперечная сила в сечении x ;

$B_v(x)$ - сдвиговая жесткость в сечении x .

9 ТРЕБОВАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

При проектировании бетонных, железобетонных без предварительно напряженных конструкций, для обеспечения совместной работы бетона и арматуры, требуемых показателей качества при изготовлении, долговечности следует выполнять конструктивные требования, изложенные в настоящем разделе.

9.1 Бетонные конструкции

9.1.1 Арматура в бетонных конструкциях может полностью отсутствовать или устанавливаться для восприятия внутренних усилий от усадки, изменения температур и других вынужденных деформаций исходя из конструктивных требований по 9.1.2.

9.1.2 В бетонных конструкциях необходимо предусматривать конструктивное армирование:

- в местах резкого изменения размеров сечения элементов;
- в местах изменения высоты стен (на участке, протяженностью менее 1м);
- в бетонных стенах над и под проемами каждого этажа;
- в конструкциях, подверженных воздействию динамической нагрузки;
- для внецентренно сжатых элементов вдоль менее напряженной грани, если напряжения, определенные как для упругого тела, составляют $0,8f_{cd}$ и выше, наименьшее — 1Н/мм^2 и ниже; при этом коэффициент армирования ρ_l должен быть не менее 0,025%.

9.1.3 Размещать арматуру в сечении следует по возможности равномерно с толщиной защитного слоя бетона не менее величин, приведенных в п.9.2.2 и в таблице 9.1.

9.1.4 Минимальные размеры поперечного сечения бетонных элементов следует определять:

- из условия опирания и примыкания соседних элементов;
- из условия качественного уплотнения бетонной смеси (размера зерен крупного заполнителя, рабочей части глубинного вибратора и др.);
- из условия предельно допустимой гибкости $l_0/i < 90$.

9.2 Железобетонные конструкции

9.2.1 Наибольшее содержание арматуры в сечении независимо от ее класса и класса бетона по прочности на сжатие не должно превышать 3% в колоннах, а в остальных видах железобетонных конструкций – 2%.

В качестве арматуры следует использовать арматуру классов St240, St400иSt500.

9.2.2 Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах должна приниматься не менее указанной в таблице 9.1.

Таблица 9.1 - Минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах, в % от площади сечения бетона

Условия работы арматуры	$\rho_{min}, \%$
1 Арматура S_1 — в изгибаемых элементах	0,15
3 Арматура S_1 и S_2 — во внецентренно сжатых элементах и стеновых элементах при:	
$l_0/i \leq 17$	0,15
$17 \geq l_0/i \leq 50$	0.20
$l_0/i \geq 50$	0.25
Примечания 1 Минимальная площадь сечения арматуры, приведенная в настоящей таблице, определяется по площади сечения бетона, равной произведению ширины b сечения элемента на уровне центра тяжести арматуры S_1 на рабочую высоту сечения d . 2 При равномерном расположении арматуры по контуру сечения принимают $d = h$. 3 В центрально сжатых элементах минимальную площадь сечения всей продольной арматуры следует принимать вдвое больше, чем указано в таблице и определять по полной площади сечения бетона.	

9.2.3 При невыполнении требований, изложенных в 9.2.2, элемент следует относить к бетонным и конструировать согласно положениями 9.1.

9.2.1 Расстояние между стержнями

9.2.1.1 Расстояние между стержнями должно быть таким, чтобы бетон мог быть удовлетворительно уложен и уплотнен для обеспечения достаточного сцепления.

9.2.1.2 Расстояние в свету (горизонтальное и вертикальное) между параллельными отдельными стержнями или горизонтальными слоями параллельных стержней должно быть не менее 40 мм.

9.2.1.3 Когда стержни расположены отдельными горизонтальными слоями, стержни каждого отдельного слоя должны располагаться по вертикали друг над другом.

9.2.1.4 Соединяемые внахлестку стержни могут соприкасаться друг с другом в пределах длины нахлеста. Подробнее см. 9.7.

9.2.1.5 Наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, определяемые эффективностью работы бетонного сечения, усиленного арматурой, должны быть:

- в изгибаемых элементах - не более 400 мм, при этом площадь сечения конструктивно установленной арматуры должна быть не менее 0,15% площади бетона $b \cdot h$ (где h - расстояние между стержнями, b - половина ширины ребра элемента, но не более 200 мм);
- в линейных внецентренно сжатых элементах - не более 500 мм в плоскости изгиба и не более 400 мм в плоскости, перпендикулярной к плоскости изгиба.
- железобетонных стенах расстояния между стержнями вертикальной арматуры следует принимать не более двух толщин стены и не более 400 мм, а между стержнями горизонтальной арматуры – не более 400 мм.

9.3 Допустимые диаметры оправки для загибаемых стержней

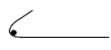
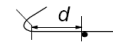
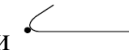
9.3.1 Минимальный диаметр, вокруг которого изгибается стержень, должен быть таким, чтобы избежать трещин от изгиба в стержне и исключить разрушение бетона внутри зоны загиба стержня.

9.3.2 Чтобы избежать повреждения арматуры, диаметр, вокруг которого загибается стержень (диаметр оправки), должен быть не менее $\phi_{m,min}$. Рекомендуемые значения $\phi_{m,min}$ приведены в Таблице 9.2

Таблица 9.2- Минимальный диаметр оправки во избежание повреждений арматуры а) для стержней и проволоки

Диаметр стержня	Минимальный диаметр оправки для крюков, угловых крюков, петель (см. Рисунок 5.1)
$\phi \leq 20$ мм	5 ϕ

б) для свариваемой загибаемой арматуры и сеток, загибаемых после сварки

Минимальный диаметр оправки	
 или 	 или 
5 ϕ	$d \geq 3\phi$: 5 ϕ : $d < 3\phi$ или сварка в пределах зоны изгиба: 20 ϕ
Примечание - Размер оправки для сварки в пределах зоны загиба может быть уменьшен до 5 ϕ , если сварка выполняется согласно ENISO 17660, приложение В.	

9.3.3 Диаметр оправки не нуждается в проверке во избежание разрушения бетона, если выполняются следующие условия:

- анкеровка стержня не требует длины более 5ϕ после окончания загиба;
- стержень не расположен на краю (плоскость загиба вблизи поверхности бетона) и имеется поперечный стержень с диаметром не менее ϕ , расположенный внутри загиба;
- диаметр оправки не менее рекомендуемых значений, приведенных в Таблице 9.2.

В противном случае диаметр оправки, $\phi_{m,min}$, должен быть увеличен согласно выражению (9.1):

$$\phi_{m,min} \geq \frac{F_{bt} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right)}{f_{cd}}, \quad (9.1)$$

где:

F_{bt} – растягивающая сила в предельном состоянии по несущей способности в стержне или группе стержней в начале загиба;

a_b – для определенного стержня (или группы стержней) половина расстояния между центрами тяжести стержней (или группы стержней) перпендикулярно плоскости загиба. Для стержня или группы стержней вблизи поверхности элемента a_b следует принимать равным защитному слою бетона плюс $\phi/2$.

Значение f_{cd} не должно приниматься большим, чем значение расчетного сопротивления бетона.

9.4 Анкеровка продольной арматуры

9.4.1 Общие положения

9.4.1.1 Арматурные стержни, проволоки или сварные сетки из арматурной стали должны быть заанкерены таким образом, чтобы силы сцепления безопасно передавались на бетон, исключая образование продольных трещин и раскалывание. Если необходимо, следует предусматривать поперечную арматуру.

9.4.1.2 Способы анкеровки показаны на рисунке 9.1 (см. также 5.8.3).

9.4.1.3 Загибы и крюки не влияют на длину анкеровки при сжатии.

9.4.1.4 Разрушение бетона в пределах загиба должно быть предотвращено посредством соблюдения требований 9.3.3.

9.4.1.5 При использовании механических устройств анкеровки требования к испытаниям должны соответствовать стандартам на эти устройства.

9.4.2 Предельные напряжения сцепления

9.4.2.1 Предельные напряжения сцепления должны быть достаточными для исключения разрушения от потери сцепления.

9.4.2.2 Расчетное значение предельного напряжения сцепления f_{bd} для стержней периодического профиля может быть рассчитано следующим образом:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}, \quad (9.2)$$

где:

f_{cta} — расчетное сопротивление бетона растяжению.

η_1 - коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании; $\eta_1 = 0,7$, за исключением случаев, показанных на рисунке 9.1;

η_2 - коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня: при $\varnothing \leq 16$ мм $\eta_2 = 1,0$;

η_3 - коэффициент, учитывающий профиль арматурного стержня, равный:

- для гладких стержней - 1,50;
- для стержней периодического профиля - 2,25.

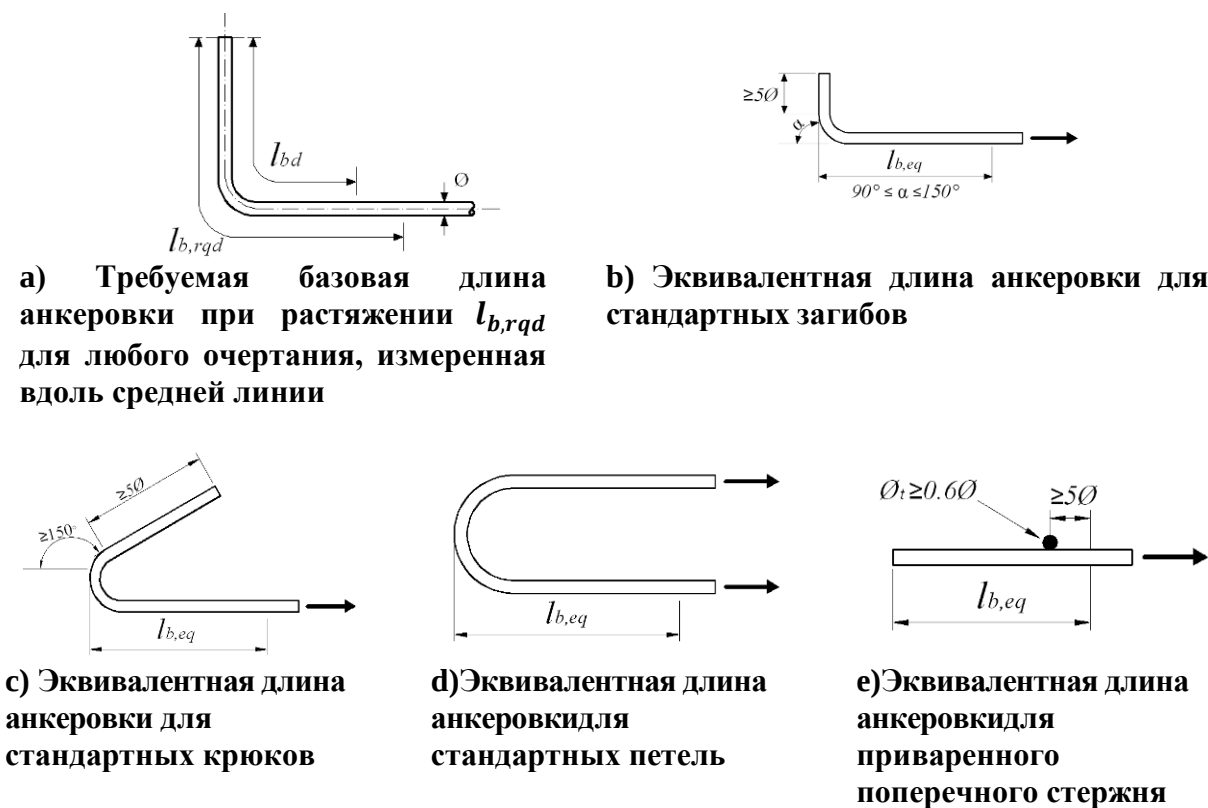


Рисунок 9.1 -- Способы анкеровки, отличающиеся от анкеровки прямого стержня

9.4.3 Базовая длина анкеровки

9.4.3.1 Расчет требуемой длины анкеровки должен учитывать вид арматурной стали и свойства сцепления для стержней.

9.4.3.2 Требуемая базовая длины анкеровки $l_{b,rqd}$ для анкеровки усилия $A_s \cdot \sigma_{sd}$ в прямом стержне, при допущении постоянного напряжения сцепления f_{bd} , определяется по формуле

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}, \quad (9.3)$$

где:

σ_{sd} — расчетное напряжение стержня в месте, от которого измеряется анкеровка.

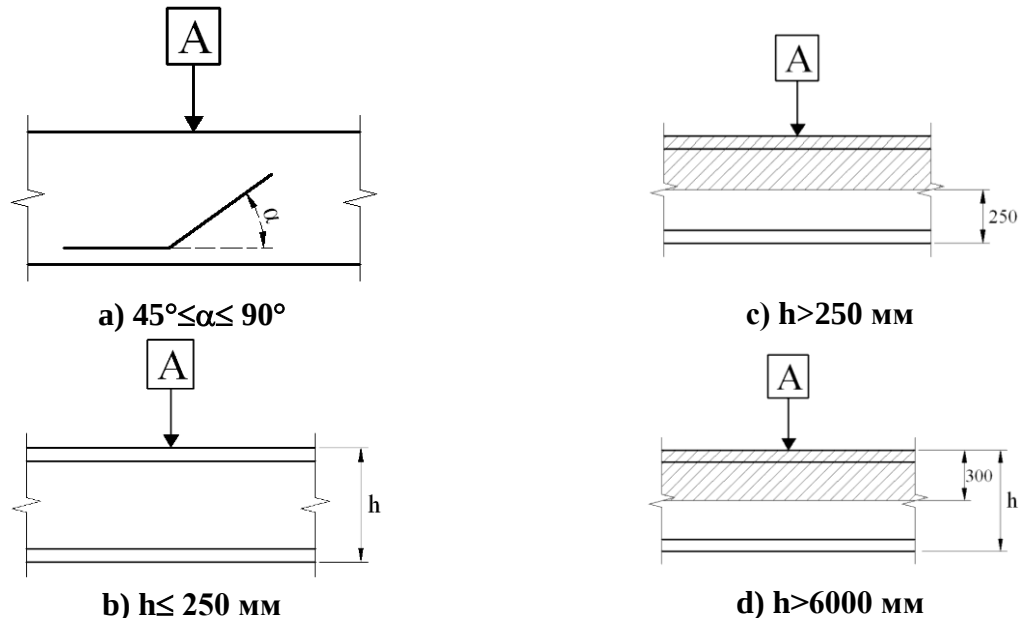
Значения для f_{bd} приведены в 9.4.2.2.

9.4.3.3 При загнутых стержнях базовая требуемая длина анкеровки $l_{b,rqd}$ и расчетная длина анкеровки l_{bd} должна измеряться вдоль средней линии стержня (см. Рисунок 9.1а).

9.4.3.4 Для сварных сеток из спаренных стержней или проволок диаметр $\varnothing$ в

формуле (12.3) необходимо заменить эквивалентным диаметром $\phi_{\pi} = \phi\sqrt{2}$.

9.4.3.5 Для стержней периодического профиля диаметром менее 16мм величину f_{bd} допускается принимать равным f_{ctm} по таблице 6.1.



a) и b) хорошие условия сцепления для всех стержней

c) и d) незаштрихованная зона – хорошие условия сцепления, заштрихованная зона – умеренные условия сцепления

– направление бетонирования

Рисунок 9.2 – Описание условий сцепления

9.4.4 Расчетная длина анкеровки

9.4.4.1 Расчетную длину анкеровки ненапрягаемых стержней l_{bd} следует рассчитывать по формуле

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (9.4)$$

где:

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5 — коэффициенты, определяемые по таблице 9.3;

α_1 - для учета влияния формы стержней при достаточном защитном слое бетона (см. рис.9.2);

α_2 - для учета влияния минимальной толщины защитного слоя бетона (см. рис.9.3);

α_3 - для учета влияния усиления поперечной арматурой;

α_4 - для учета влияния одного или нескольких приваренных поперечных стержней ($\phi_t > 0,6\phi$) вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd} ;

α_5 - для учета влияния поперечного давления плоскости раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки.

$l_{b,rqd}$ - базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (9.3) или таблице 9.4;

$l_{b,min}$ - минимальная длина анкеровки, принимаемая:

– для растянутых стержней

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{мм}\}; \quad (9.5)$$

– для сжатых стержней

$$l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{мм}\}. \quad (9.6)$$

Для стержней периодического профиля произведение $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4$ в формуле (9.4) должно удовлетворять условию $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 \geq 0,7$.

Таблица 9.3-Значения коэффициентов $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5 в формуле (9.4)

Фактор влияния	Вид анкеровки	Значения коэффициентов для арматурных стержней
		растянутых
Форма стержней	Прямые стержни (рисунок 9.3а)	$\alpha_1=1,0$
	Не прямые стержни (рисунки 9.2; 9.3б, в)	$\alpha_1=0,7$ если $c_d > 3\emptyset$, в противном случае $\alpha_1=1,0$ (см. рис. 9.3 для c_d)
Защитный слой бетона	Прямые стержни (рисунок 9.3а)	$\alpha_2=1-0,15(c_d - \emptyset)/\emptyset$, $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$
	Не прямые стержни (рисунки 9.2; 9.3б, в)	$\alpha_2=1-0,15(c_d - 3\emptyset)/\emptyset$, $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ (см. рис. 9.3 для c_d)
Усиление поперечной арматурой, не приваренной к главной арматуре	Все виды	$\alpha_3 = 1 - k \cdot \lambda$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$
Усиление приваренной поперечной арматурой	Все виды, положения и размеры указаны на рисунке 9.2 д	$\alpha_4 = 0,7$
Усиление поперечным давлением	Все виды	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$

Примечания

1 Значения коэффициента α_3 в общем случае принимают для стержней периодического профиля, имеющих не менее трех поперечных стержней на длине анкеровки. В противном случае $\alpha_3=1,0$.

2 $\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s}$, где $\sum A_{st}$ - суммарная площадь сечения поперечных стержней на расчетной длине анкеровки l_{bd} ;

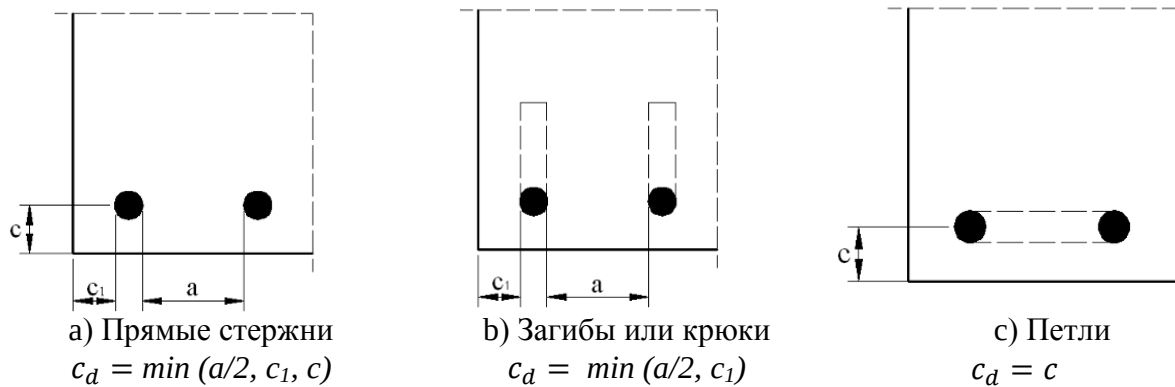
$\sum A_{st,min}$ - минимальная суммарная площадь сечения поперечных стержней, принимаемая равной: для балок - $0,25A_s$; для плит - 0;

A_s - площадь одного анкерного стержня большего диаметра.

3 p - давление, приложенное перпендикулярно к линии скольжения анкерного стержня и действующее на расчетной длине анкеровки (МПа).

4 Расчетную толщину защитного слоя c_d следует принимать по рисунку 9.3.

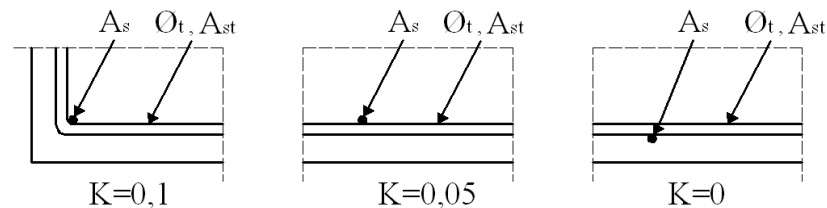
5 Значения коэффициентов k следует принимать по рисунку 9.4.

Рисунок 9.3 – Значения для c_d для балок и плит

9.4.4.2 В качестве упрощенной альтернативы 9.4.4.1 анкеровка при растяжении некоторых видов, показанных на рисунке 9.1, может быть обеспечена при эквивалентной длине анкеровки $l_{b,eq}$. Эквивалентная длина анкеровки $l_{b,eq}$ показана на рисунке 9.1 и может быть принята следующим образом:

$\alpha_1 l_{b,rqd}$ для видов, показанных на рисунках 9.1 б) – 9.1 д) (см. Таблицу 9.3 для значений α_1);

$\alpha_4 l_{b,rqd}$ для видов, показанных на рисунке 9.1 е) (см. Таблицу 9.3 для значений α_4), где α_1 и α_4 определены в 9.4.4.1, $l_{b,rqd}$ рассчитывается по формуле (9.3).

Рисунок 9.4 – Значения K для балок и плит

9.5 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры

9.5.1 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры обычно обеспечена при помощи загибов или крюков или посредством приваренной поперечной арматуры. Стержень должен быть внутри крюка или загиба.

9.5.2 Анкеровка должна быть выполнена согласно рисунку 9.5. Сварка должна быть выполнена согласно ENISO 17660 и должна иметь несущую способность согласно 5.6.2.

ПРИМЕЧАНИЕ Определение угла загиба см. Рисунок 9.1.

9.6 Анкеровка путем приварки стержней

9.6.1 Дополнительно к 9.4 и 9.5 анкеровка может быть достигнута путем приварки поперечных стержней (см. Рисунок 9.6), упирающихся в бетон.

9.6.2 Анкерующая способность одного приваренного поперечного стержня (диаметр 14–32 мм), приваренного к внутренней стороне главного стержня, составляет F_{btd} . Значение для σ_{sd} в формуле (9.3) может быть уменьшено на F_{btd}/A_s , где A_s – площадь сечения стержня.

Значение F_{btd} определяется следующим образом:

$$F_{btd} = l_{td} \cdot \phi_t \cdot \sigma_{td}, \text{но не более } F_{wd}, \quad (9.7)$$

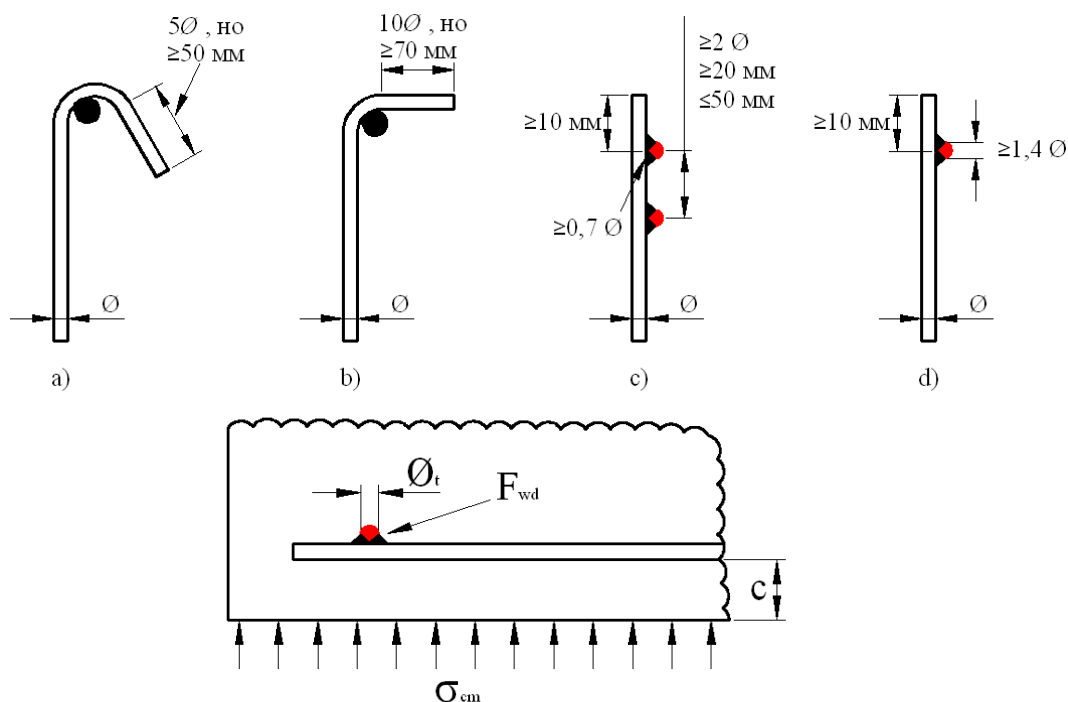


Рисунок 9.5 – Приваренный поперечный стержень как анкерное устройство

где:

F_{wd} – расчетное значение поперечного усилия сварки (определяемое как произведение некоторого коэффициента на $A_s f_{yd}$; например, $0,5 A_s f_{yd}$, причем A_s – площадь поперечного сечения анкерующего стержня, а f_{yd} – расчетное значение его предела текучести);

l_{td} – расчетная длина поперечного стержня: $l_{td} = 1,16 \phi_t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma_{td}}} \leq l_t$;

l_t – длина поперечного стержня, но не более расстояния между заанкериваемыми стержнями;

ϕ_t – диаметр поперечного стержня;

σ_{td} – напряжение в бетоне: $\sigma_{td} = \frac{f_{cta} + \sigma_{cm}}{y} \leq 3 f_{cd}$;

σ_{cm} – сжатие в бетоне перпендикулярно обоим стержням (среднее значение, сжатие со знаком плюс);

y – функция: $y = 0,015 + 0,14 e^{(-0,18x)}$;

x – функция, учитывающая геометрию: $x = 2(c/\phi_t) + 1$;

c – защитный слой бетона в направлении, перпендикулярном обоим стержням.

9.6.3 Если два стержня одинакового диаметра приварены к противоположным сторонам анкерно закрепляемого стержня, то рассчитанная согласно п.12.6.2 несущая способность

может быть удвоена при условии, что защитный слой бетона внешнего стержня соответствует требованиям раздела 5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

9.6.4 Если два стержня приварены по одну сторону с минимальным расстоянием между ними 3ϕ , несущая способность должна быть увеличена умножением на

коэффициент 1,41.

9.6.5 Для номинального диаметра стержня не более 20 мм несущая способность анкеровки приваренного поперечного стержня существенно зависит от расчетной прочности сварного соединения. Она может быть определена следующим образом:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16A_s \cdot f_{cd} \cdot \frac{\phi_t}{\phi_l}, \quad (9.8)$$

где:

F_{wd} – расчетное значение несущей способности на срез сварки (см. п.9.6.2);

ϕ_t – номинальный диаметр поперечного стержня: $\phi_t \leq 12$ мм;

ϕ_l – номинальный диаметр анкерно закрепляемого (заанкериваемого) стержня: $\phi_l \leq 20$ мм.

Если используются два приваренных поперечных стержня с минимальным расстоянием между ними ϕ_t , то несущая способность анкеровки согласно выражению (9.8) должна быть умножена на коэффициент 1,41.

9.7 Соединения внахлестку и механические соединения

9.7.1 Общие положения

9.7.1.1 Передача усилия от одного стержня к другому происходит посредством:

- нахлеста, с загибами или без них, либо крюков;
- сварки;
- механических соединений, обеспечивающих передачу нагрузок при сжатии-растяжении или только при сжатии.

9.7.2 Соединения внахлестку

9.7.2.1 Конструирование соединений стержней внахлестку должно быть таким, чтобы:

- была обеспечена передача усилий от одного стержня к другому;
- в зоне нахлеста не было раскалывания бетона;
- не возникали большие трещины, ухудшающие функцию конструкции.

9.7.2.2 Соединения внахлестку:

- стержни должны, как правило, располагаться со смещением и не должны находиться в зонах с большими моментами/силами (например, в местах пластических шарниров). Исключения указаны ниже в 9.7.2.4;
- в любом сечении должны быть, как правило, расположены симметрично.

9.7.2.3 Расположение соединенных внахлестку стержней должно соответствовать рисунку 9.7:

- расстояние в свету между стержнями, соединенными внахлестку, не должно быть больше 4ϕ или 40 мм, в противном случае, как правило, длина нахлеста должна быть увеличена на длину, равную расстоянию в свету в местах, где оно превышает 4ϕ или 50 мм;
- продольное расстояние между двумя соседними соединениями внахлестку должно быть не менее 0,3-кратного длины нахлеста l_0 ;
- при смежных (расположенных рядом) соединениях внахлестку, как правило, расстояние в свету между ними должно быть не менее 2ϕ или 40 мм.

9.7.2.4 Если выполнены требования 9.7.2.3, приведенные выше, допускаемый процент

растянутых стержней, соединяемых внахлестку, может быть 100 %, если все стержни находятся в одном слое. Для стержней, располагаемых в несколько слоев, процент должен быть снижен до 50 %.

- Все сжатые стержни и вторичная (распределительная) арматура могут быть соединены внахлестку в одном сечении.

9.7.3 Длина нахлестка

9.7.3.1 Расчетная длина нахлеста составляет:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}, \quad (9.9)$$

где:

$l_{b,rqd}$ – рассчитана по формуле (9.3).

$$l_{0,min} > \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200\text{мм}\}; \quad (9.10)$$

Значения для $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ и α_5 могут быть взяты из таблицы 9.5. Однако для расчета $\alpha_3 \cdot \sum A_{st,min}$ должно быть принято равным $1,0 A_s \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}$, где A_s – площадь сечения одного соединяемого внахлестку стержня;

$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_l}{25}}$, но не более 1,5 и не менее 1,0, где ρ_l – процент арматуры, соединенной внахлестку, в пределах $0,65l_0$ от середины рассматриваемой длины нахлеста (см. Рисунок 9.6). Значения α_6 приведены в Таблице 9.6.

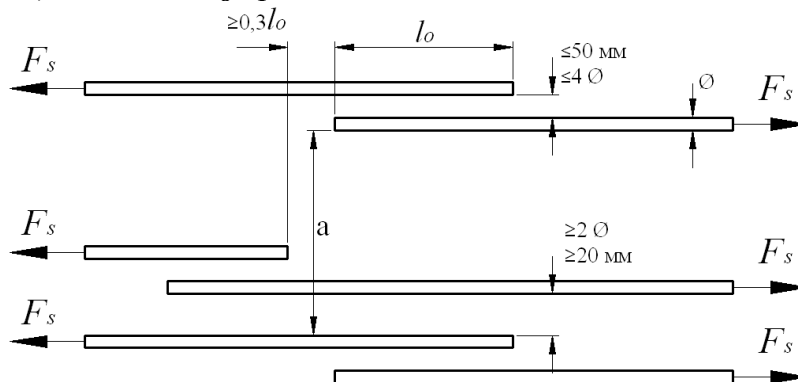


Рисунок 9.6 – Соседние соединения внахлестку

9.7.3 Длина нахлестка

9.7.3.1 Расчетная длина нахлеста составляет:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}, \quad (9.9)$$

где:

$l_{b,rqd}$ – рассчитана по формуле (9.3).

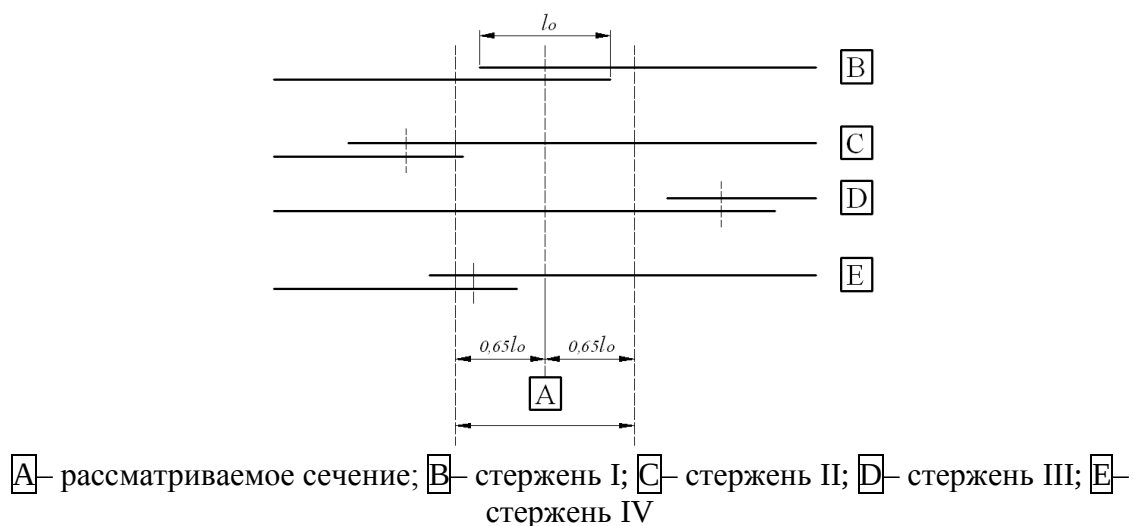
$$l_{0,min} > \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200\text{мм}\}; \quad (9.10)$$

Значения для $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ и α_5 могут быть взяты из таблицы 9.5. Однако для расчета $\alpha_3 \cdot \sum A_{st,min}$ должно быть принято равным $1,0 A_s \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}$, где A_s – площадь сечения одного соединяемого внахлестку стержня;

$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_1}{25}}$, но не более 1,5 и не менее 1,0, где ρ_l – процент арматуры, соединенной внахлестку, в пределах $0,65l_0$ от середины рассматриваемой длины нахлеста (см. Рисунок 9.7). Значения α_6 приведены в Таблице 9.6.

Таблица 9.6 – Значения коэффициента α_6

Процент соединяемых внахлестку стержней относительно полной площади сечения	<25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5
ПРИМЕЧАНИЕ Промежуточные значения могут быть определены интерполяцией.				



Пример – Стержни II и III находятся за пределами рассматриваемого отрезка: процент соединяемых внахлестку стержней – 50 %, $\alpha_6 = 1,4$.

Рисунок 9.7 – Процент стержней, соединяемых внахлестку в одном сечении

9.7.4 Поперечная арматура в зоне нахлестка

9.7.4.1 Поперечная арматура для растянутых стержней

9.7.4.1.1 Поперечная арматура необходима в зоне соединения внахлестку для того, чтобы воспринять поперечные растягивающие усилия.

9.7.4.1.2 Если диаметр ϕ соединяемых внахлестку стержней меньше 20 мм или процент соединяемых внахлестку стержней в любом сечении менее 25 %, то любая поперечная арматура или хомуты, требуемые по другим причинам, могут считаться достаточными для восприятия поперечных растягивающих усилий без какого-либо дальнейшего подтверждения.

9.7.4.1.3 Если диаметр ϕ соединяемых внахлестку стержней больше или равен 20мм,

то общая площадь сечения поперечной арматуры $\sum A_{st}$ (сумма всех стержней, которые расположены параллельно слою соединяемых внахлестку стержней) не должна быть меньше чем площадь сечения A_s одного соединяемого внахлестку стержня ($\sum A_{st} \geq 1,0 A_s$). Поперечный стержень должен быть расположен перпендикулярно направлению соединяемой внахлестку арматуры между нею и поверхностью бетона.

Если в одном сечении соединяются внахлестку более 50 % арматуры и расстояние a между соседними соединениями внахлестку в сечении менее или равно 10ϕ (см. Рисунок 9.7), поперечная арматура должна быть выполнена в форме хомутов или U-образных стержней, заанкеренных в теле бетона.

9.7.4.1.4 Поперечная арматура, требуемая согласно 9.7.4.1.3, должна быть расположена на внешних сечениях соединения внахлестку согласно рисунку 9.8 а).

9.7.4.2 Поперечная арматура для постоянно сжатых стержней

Дополнительно к правилам, приведенным для растянутых стержней, один стержень поперечной арматуры должен быть расположен вне соединения на каждом конце длины нахлеста, однако внутри расстояния 4ϕ от конца длины нахлеста (см. Рисунок 9.8b).

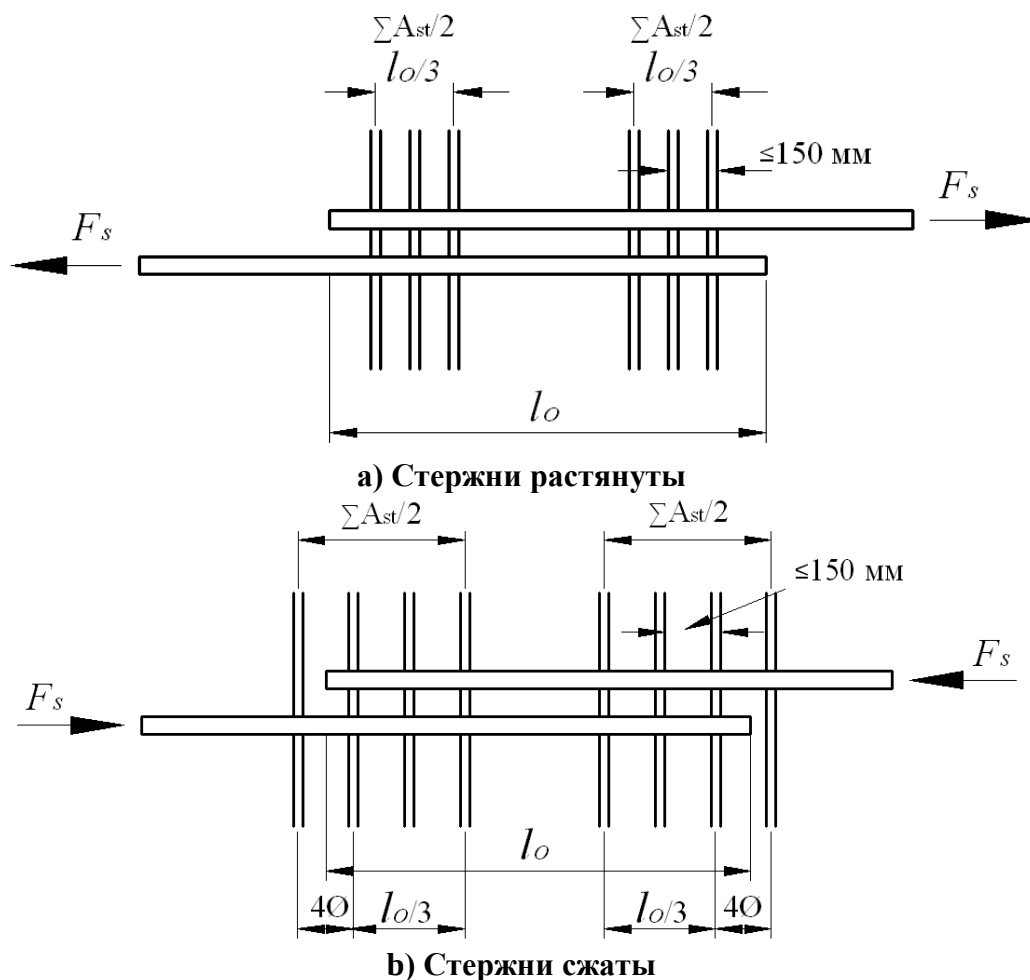


Рисунок 9.8 – Поперечная арматура для соединений внахлестку

9.7.5 Соединения внахлестку сварных сеток из арматуры периодического профиля

9.7.5.1 Соединения внахлестку главной арматуры

9.7.5.1.1 Соединения внахлестку могут быть выполнены либо путем скрещивания, либо путем наложения сеток (рисунок 9.9).

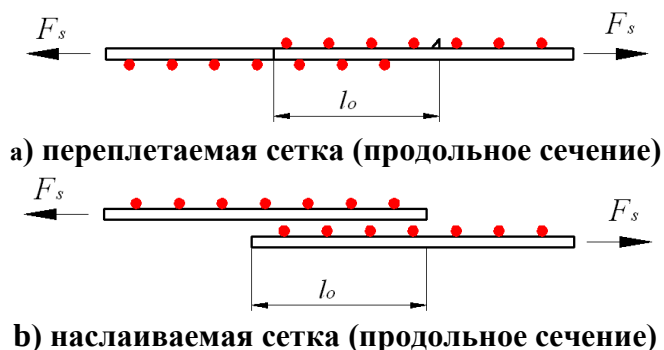


Рисунок 9.9 – Соединения внахлестку сварных сеток

9.7.5.1.2 При переплетаемых сетках расположение соединений внахлестку главных продольных стержней должно соответствовать 9.7.2. Любое благоприятное влияние поперечных стержней должно быть проигнорировано: принимается $\alpha_3 = 1,0$.

9.7.5.1.3 При настилаемых сетках соединения внахлестку главной арматуры должны, 3

как правило, располагаться в зонах, где рассчитанное напряжение в арматуре в предельном состоянии по несущей способности составляет не более 80 % расчетного сопротивления.

9.7.5.1.4 Если условие, приведенное в 9.7.5.1.4, не выполняется, полезная высота сечения арматуры при расчете сопротивления изгибу согласно 6.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 должна быть принята для слоя, который далее всего расположен от крайней растянутой грани. Дополнительно при проверке трещиностойкости у концов соединения нахлесткой, напряжение в арматуре, приведенное в Таблицах 7.2 и 7.3 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, должно быть увеличено на 25 % из-за его неравномерности на концах соединения.

9.7.5.1.5 Процент главной арматуры, которая может быть соединена нахлесткой в любом сечении, должен отвечать следующим условиям:

- для переплетаемых сеток применяются значения, приведенные в Таблице 9.6;
- для настилаемых сеток допустимый процент главной арматуры, которая может быть соединена внахлестку в любом сечении, зависит от условной площади сечения сварных сеток $(A_s/s)_{prov}$, где s – расстояние между проволоками (стержнями) в сетке:
 - 100 %, если $(A_s/s)_{prov} \leq 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$;
 - 60 %, если $(A_s/s)_{prov} > 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$.

Соединения перекрывающихся в отдельных слоях сеток должны располагаться в шахматном порядке на расстоянии не менее $1,3l_o$ (l_o определяется согласно 12.7.3).

9.7.5.1.6 Установка в зоне нахлестки дополнительной поперечной арматуры не требуется.

9.7.5.2 Соединения внахлестку вспомогательной или распределительной арматуры

Вся вспомогательная арматура может быть соединена внахлестку в одном и том же месте. Минимальные значения длины нахлестки l_0 приведены в Таблице 9.7; в пределах длины нахлестки двух стержней вспомогательной арматуры должны находиться минимум два стержня главной арматуры.

Таблица 9.7 – Требуемые длины нахлестки для вспомогательной арматуры сеток

Диаметр проволок вспомогательной арматуры, мм	Длина нахлестки
$\varnothing \leq 6$	≥ 150 мм; не менее 1 шага проволоки в пределах длины нахлеста
$6 < \varnothing \leq 8,5$	≥ 250 мм; не менее 2 шагов проволоки
$8,5 < \varnothing \leq 20$	≥ 350 мм; не менее 2 шагов проволоки

9.8 Минимальные размеры поперечного сечения

9.8.1 Минимальные размеры сечений следует назначать с учетом действующих усилий, требований технологического характера (защитный слой бетона, расположение арматуры, способ изготовления и т. д.), обеспечивающих надежность и долговечность конструкции, и с учетом экономических факторов.

9.8.2 Толщину монолитных железобетонных плит следует принимать не менее значений, указанных в таблице 9.8. Толщину сборных железобетонных плит следует назначать с учетом требований технологии изготовления, обеспечивая необходимую толщину защитного слоя бетона для арматуры.

9.8.3 Размеры сечений внецентренно сжатых элементов следует принимать такими, чтобы их гибкость $\frac{l}{l_0}$ в любом направлении не превышала 200, а для колонн, являющихся элементами зданий, не превышала 120.

Таблица 9.8 Минимально допустимая толщина железобетонных плит
в миллиметрах

Условия эксплуатации	Толщина плиты
	монолитный
1 Покрытие	80
2 Перекрытия многоэтажных жилых и общественных зданий	120
3 Перекрытия многоэтажных производственных зданий	160
4 Плиты, работающие на сосредоточенную подвижную нагрузку	200
5 Для плит с сосредоточенным опиранием	250

9.9 Защитный слой бетона

9.9.1 Толщину защитного слоя бетона принимают из условий защиты арматуры от коррозии, воздействия огня и обеспечения ее совместной работы с бетоном. Защитный слой бетона - это расстояние от поверхности арматуры до ближайшей поверхности бетона (включая хомуты и рабочей арматуры).

Номинальный защитный слой должен быть указан на чертежах. Его минимальное значение определяется, как c_{min} (см. п.9.9.2), плюс устанавливаемые проектом отклонения Δc_{dev} (см. 12.10.5):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (9.13)$$

9.9.2 Минимальный защитный слой бетона c_{min}

Минимальную толщину защитного слоя бетона c_{min} следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{мм}\}$$

где: $c_{min,b}$ – минимальная толщина из условия сцепления, см. 9.10.3;

$c_{min,dur}$ - минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды, см. 9.10.4;

$\Delta c_{dur,\gamma}$ – дополнительный элемент надежности, в национальном приложении принят равным 0;

$c_{dur,st}$ - уменьшение минимального защитного слоя при использовании нержавеющей стали, в национальном приложении принято равным 0;

$\Delta c_{dur,add}$ – уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты, в национальном приложении принято равным 0.

9.9.3 Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина слоя должна быть не менее $c_{min,b}$ (таблица 9.9).

Таблица 9.9 - Минимальная толщина защитного слоя бетона $c_{min,b}$, требуемая для обеспечения сцепления бетона с арматурой

Условия сцепления	
Размещение стержней	Минимальный защитный слой $c_{min,b}^*$
Отдельные	Диаметр стержней
Соединенные вместе стержни	Эквивалентный диаметр (ϕ_n)

9.9.4 Минимальное значение защитного слоя для арматуры в соответствии с EN 10080 для бетона нормальной плотности принимают, равным $c_{min,dur}=40$ мм.

Таблица 9.10 Минимальный защитный слой $c_{min,dur}$, требуемый для обеспечения долговечности арматуры

Класс конструкций			
	X0	XC1	XC3
S1	40	40	40
S2	40	40	45
S3	40	40	50
S4	40	40	60
S5	45	50	60
S6	60	65	75

Примечание - Принятым в национальном приложении классом конструкции является класс S4, для которого расчетный срок эксплуатации составляет 50 лет.

9.9.5 При расчете номинальной толщины защитного слоя бетона c_{nom} должно производиться суммирование толщины минимального защитного слоя бетона и отклонения Δc_{dev} . Требуемая толщина защитного слоя бетона должна быть увеличена на абсолютное значение допустимого отрицательного отклонения. Значение Δc_{dev} , принятое в национальном приложении, равно 10 мм.

9.9.6 Для зданий в EN 13670 приведено допустимое отклонение. Номинальная толщина защитного слоя бетона должна учитываться в расчетах и указываться на чертежах, кроме тех случаев, когда указаны значения, отличающиеся от номинального (например, минимальное значение).

9.9.7 В некоторых ситуациях допустимое отклонение, а вместе с ним и величина допуска Δc_{dev} может быть уменьшена:

- если в процессе изготовления выполняется контроль качества, в рамках которого производится измерение толщины защитного слоя бетона, величина допуска (отклонения) может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм}; \quad (9.14)$$

если для контроля используются особо точные измерительные приборы и несоответствующие элементы (например, сборные конструкции) будут исключены (отбракованы), то величина отклонения Δc_{dev} может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ мм}. \quad (9.15)$$

Таблица 9.11 -Предельно допустимые диаметры арматуры, в миллиметрах

Условия применения	Максимально допустимые диаметры продольной арматуры	
	для внецентренно сжатых элементов	для изгибаемых элементов
В элементах с арматурой класса St500 и ниже	20	16

б) в изгибаемых элементах в вязаных каркасах, не менее 6 мм;
 - в сварных каркасах - по 9.11.2.

9.10 Конструирование элементов и отдельные правила

9.10.1 Общие положения

9.10.1.1 Требования к надежности, эксплуатационной пригодности и долговечности выполняются посредством соблюдения правил данного раздела дополнительно к другим приведенным общим правилам.

9.10.1.2 Конструирование элементов должно соответствовать моделям, используемым для расчета.

9.10.1.3 Минимальная площадь арматуры должна устанавливаться во избежание хрупкого разрушения, чрезмерного раскрытия трещин, а также для восприятия усилий, вызванных ограничениями деформаций.

9.11 Балки

9.11.1 Продольная арматура

9.11.1.1 Минимальная и максимальная площади арматуры

9.11.1.1.1 Площадь сечения продольной растянутой арматуры не должна быть меньше $A_{s,min}$ определяемого по формуле

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d, \text{ не менее } 0,0013 b_t d, \quad (12.16)$$

где:

b_t - средняя ширина зоны растяжения; для тавровых балок со сжатой полкой для расчета b_t нужно принимать в расчет только ширину ребра;

f_{ctm} - средняя прочность бетона при растяжении, определяемая исходя из соответствующего класса прочности бетона согласно таблице 6.1.

9.11.1.1.2 Сечения с армированием менее $A_{s,min}$ следует рассматривать как неармированные.

9.11.1.1.3 Площадь сечения растянутой или сжатой арматуры вне зон расположения соединения внахлестку не должна превышать $A_{s,max}=0,02A_c$.

9.11.1.2 Другие конструктивные правила

9.11.1.2.1 В монолитных конструкциях, даже в тех случаях, когда при расчете

принимается свободное опирание, сечения на опорах необходимо рассчитывать на изгибающий момент, возникающий вследствие частичного защемления, который не менее $\beta_1 = 0,15$ наибольшего изгибающего момента пролета.

9.11.1.2.2 На промежуточных опорах неразрезных балок общая площадь сечения растянутой арматуры A_s сечения полки должна быть распределена в пределах эффективной ширины полки. Часть этой арматуры может быть сконцентрирована в пределах ширины ребра (см. Рисунок 9.11).

9.11.1.2.3 Любая сжатая арматура (диаметр $\emptyset$), которая учитывается при расчете прочности сечения, должна быть усилена поперечной арматурой с расстоянием между стержнями не более чем $15\emptyset$.

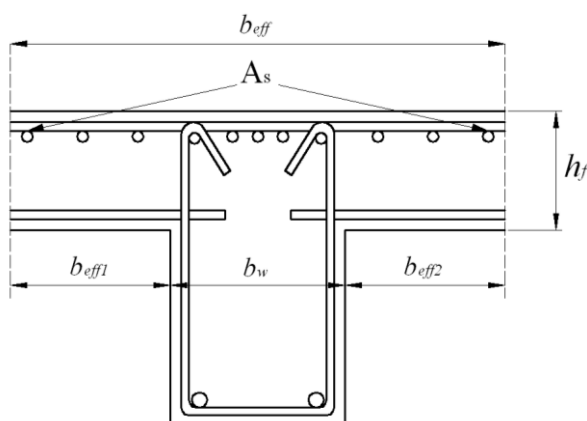


Рисунок 9.11 – Расположение растянутой арматуры неразрезных балок в сечении полки

9.11.1.3 Поперечная арматура

9.11.1.3.1 Поперечная арматура должна составлять с осью конструктивного элемента угол от 45° до 90° .

9.11.1.3.2 Она может состоять из комбинации:

- хомутов, охватывающих продольную растянутую арматуру и сжатую зону (см. рисунок 9.12);
- отогнутых стержней;
- обойм, петель и т. д., которые установлены без охвата продольной арматуры, но достаточно заанкерены в сжатой и растянутой зонах.

9.11.1.3.3 Хомуты должны быть эффективно заанкерены. Соединение внахлестку хомута вблизи поверхности ребра допускается, если этот хомут не требуется для восприятия кручения.

9.11.1.3.4 Не менее $\beta_3 = 0,5$ необходимой поперечной арматуры должно быть в виде хомутов.

9.11.1.3.5 Коэффициент поперечного армирования рассчитывается по формуле (9.17).

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha}, \quad (9.17)$$

где:

ρ_w – коэффициент поперечного армирования; ρ_w должен быть не менее $\rho_{w,min}$ определяемого по формуле (9.18);

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \quad (9.18)$$

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры на длине s ;
 s – расстояние между поперечной арматурой, измеренное вдоль продольной оси элемента (шаг поперечной арматуры);
 b_w – ширина ребра элемента;
 α – угол между поперечной арматурой и продольной осью элемента (см. 9.13.1.3.1).

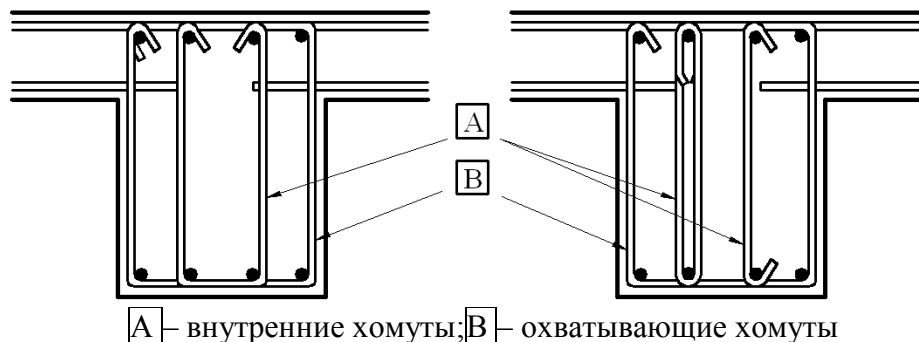


Рисунок 9.12 – Примеры поперечной арматуры

9.11.1.3.6 Наибольшее продольное расстояние между следующими друг за другом элементами поперечной арматуры не должно превышать значения $s_{l,max}$ определяемого по формуле (9.19).

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha), \quad (9.19)$$

где α – угол между поперечной арматурой и продольной осью балки.

9.11.1.3.7 Наибольшее продольное расстояние между отогнутыми стержнями не должно превышать значения $s_{b,max}$ определяемого по формуле (9.20).

$$s_{b,max} = 0,6 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha), \quad (9.20)$$

9.11.1.3.8 Поперечное расстояние между ветвями хомутов в одном ряду хомутов не должно превышать значения $s_{t,max}$ определяемого выражением (9.21).

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ мм}. \quad (9.21)$$

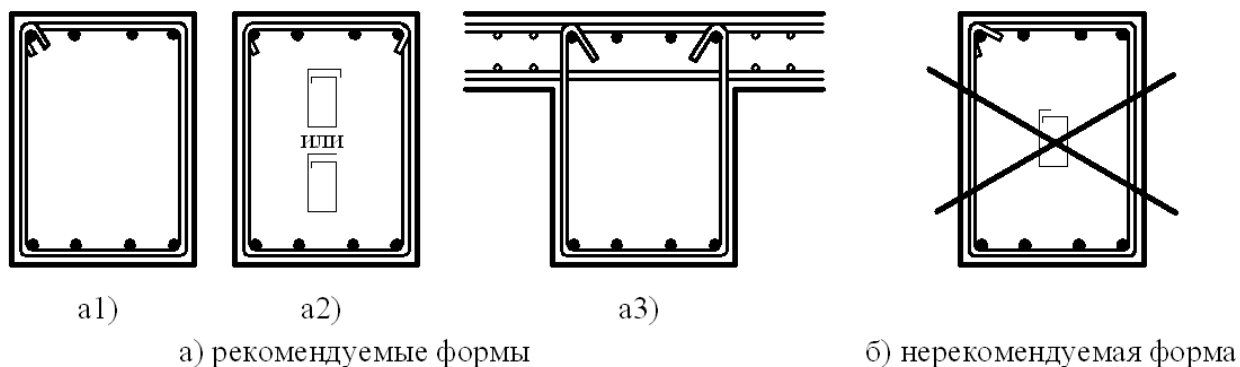
9.11.2 Арматура для восприятия кручения

9.11.2.1 Хомуты для восприятия кручения должны быть замкнутыми и заанкеренными посредством нахлестков или крюков, (см. Рисунок 9.13). Они должны образовывать угол 90° с осью конструктивного элемента.

9.11.2.2 Положения 9.13.1.3.5 и 9.13.1.3.6, в общем, достаточны для определения минимального количества хомутов, требуемых для восприятия кручения.

9.11.2.3 Продольные расстояния между хомутами для восприятия кручения не должны превышать значения $t_{ef}/8$ (обозначения см. 6.3.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, рисунок 6.11), или должны удовлетворять требованиям 9.13.1.3.6, или не должны быть больше, чем наименьший размер сечения балки.

9.11.2.4 Продольные стержни должны быть расположены так, чтобы в каждом углу был установлен как минимум один стержень, другие стержни должны быть распределены равномерно по внутреннему периметру хомутов на расстоянии не более 350 мм.



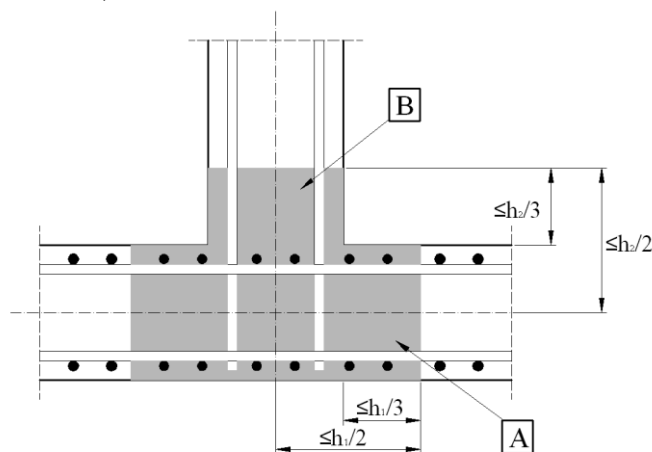
ПРИМЕЧАНИЕ 1 – Вторая альтернатива для а2) должна иметь полную длину нахлеста вдоль верхнего отрезка.

Рисунок 9.13 – Примеры исполнения хомутов для восприятия кручения

9.11.3 Внутренние опоры

9.11.3.1 Если балка опирается на балку, а не на стену или колонну, в зоне пересечения элементов конструкции должна быть установлена арматура, рассчитанная на восприятие взаимной реакции. Эта арматура устанавливается дополнительно к арматуре, которая требуется по другим причинам. Данное правило действует также для плиты, которая не опирается по верху балки.

9.11.3.2 Поддерживающая арматура между двумя балками должна содержать хомуты, охватывающие главную арматуру поддерживающего элемента. Некоторые из таких хомутов могут быть расположены вне объема бетона, который является общим для двух балок (см. Рисунок 9.14).



A – поддерживающая балка с высотой h_1 ; **B** – поддерживаемая балка с высотой h_2 ($h_1 \geq h_2$)

Рисунок 9.14 – Размещение опорной арматуры в зоне пересечения двух балок (вид в плане)

9.12 Сплошные плиты

Данный раздел распространяется на сплошные плиты, работающие в одном и в двух направлениях, у которых b и l_{eff} составляют не менее $5h$.

9.12.1 Арматура, работающая на восприятие изгибающих моментов

9.12.1 Общие положения

9.12.1.1 Для минимальных и максимальных процентов армирования в главном направлении действуют положения 9.12.1.1.1 и 9.12.1.1.3. Для плит, у которых риск хрупкого разрушения не велик, $A_{s,min}$ может быть принято равным 1,2-кратной площади сечения, которая необходима для проверки в предельном состоянии по несущей способности.

9.12.1.2 Вторичная поперечная арматура должна составлять не менее 20 % главной арматуры плит, работающих в одном направлении. В зонах вблизи опор поперечную арматуру по отношению к главным верхним стержням устанавливать нет необходимости, если отсутствует поперечный изгибающий момент.

9.12.1.3 Расстояние между стержнями не должно превышать $s_{max,slabs}$ значение которого составляет:

- для главной арматуры - $3h \leq 400$ мм, где h – общая толщина плиты;
- для второстепенной арматуры - $3,5h \leq 400$ мм.

Для зон с сосредоточенными нагрузками или зон, в которых действуют максимальные моменты, принимается соответственно:

- для главной арматуры - $2h \leq 250$ мм;
- для поперечной арматуры - $3h \leq 400$ мм.

9.12.1.2 Арматура плит вблизи опор

9.12.1.2.1 При свободно опертых плитах половина расчетной арматуры, располагаемой в пролете, должна быть доведена до опоры и заанкерена на опоре.

9.12.1.2.2 Когда вдоль стороны плиты имеется частичное защемление, неучтенное при расчете, верхняя арматура должна быть способна воспринять не менее 25 % от максимального момента в примыкающем пролете. Эта арматура должна быть продлена не менее чем на 0,2 длины примыкающего пролета, измеренной от грани опоры. Арматура должна быть продлена за промежуточные опоры и быть заанкерена на крайних опорах. Для крайних опор воспринимаемый момент может быть уменьшен на 15 % от максимального момента в примыкающем пролете.

9.12.1.3 Угловая арматура

Если конструктивное решение опоры таково, что подъем плиты в углу ограничен, должна быть установлена соответствующая арматура.

9.12.1.4 Арматура на свободных краях

9.12.1.4.1 Вдоль свободного (не опертого) края плита должна, как правило, иметь продольную и поперечную арматуру, располагаемую обычно согласно рисунку 9.15.

9.12.1.4.2 Обычная арматура, установленная в плите, может также учитываться как краевая арматура.

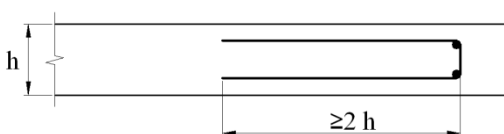


Рисунок 9.15 – Краевая арматура плиты

9.12.2 Поперечная арматура

9.12.2.1 Плита, в которой следует устанавливать поперечную арматуру, должна иметь толщину не менее 200 мм.

9.12.2.2 Для конструирования поперечной арматуры действуют требования к минимальному значению и определению коэффициента армирования согласно 9.13.1.3, если они не модифицированы в следующих случаях.

9.12.2.3 В плитах с $|V_{Ed}| \leq \frac{1}{3} V_{Rd,max}$ поперечная арматура может состоять полностью из отогнутых стержней или каркасов поперечных стержней.

9.12.2.4 Максимальное продольное расстояние между хомутами определяется по формуле

$$s_{max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha), \quad (9.22)$$

где:

α – угол наклона поперечной арматуры.

Наибольшее продольное расстояние между отогнутыми стержнями

$$s_{max} = d. \quad (9.23)$$

9.12.2.5 Максимальное поперечное расстояние между поперечной арматурой не должно превышать $1,5d$.

9.13 Плоские плиты перекрытия**9.13.1 Плоские перекрытия в зоне внутренних колонн**

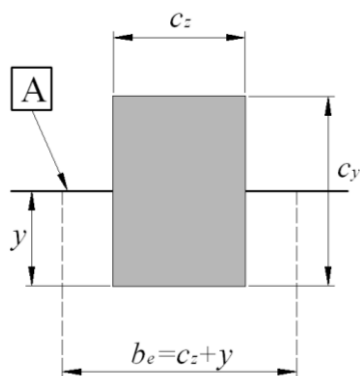
9.13.1.1 Расположение арматуры в плоских перекрытиях должно отражать поведение плиты в условиях эксплуатации. В основном это будет приводить к концентрации арматуры над колоннами.

9.13.1.2 Над внутренними колоннами, если более точные расчеты эксплуатационной пригодности не проводятся, необходимо устанавливать верхнюю арматуру с площадью сечения $0,5A_t$, размещенную на ширине, равной $0,125$ ширины плиты, с каждой стороны колонны. A_t – площадь сечения арматуры, требуемая для восприятия полного отрицательного момента, который определяется как сумма моментов от прилегающих половин плиты с каждой стороны колонны.

9.13.1.3 Во внутренних колоннах в каждом ортогональном направлении должна быть установлена нижняя арматура (не менее двух стержней), которая должна проходить сквозь колонну.

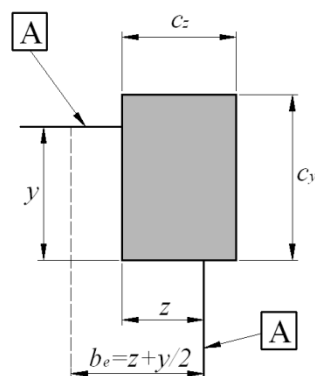
9.13.2 Плоские перекрытия в зоне крайних и угловых колонн

Арматура, перпендикулярная свободному краю плиты, требуемая для передачи изгибающих моментов от плиты на угловую или крайнюю колонну, должна быть расположена в пределах эффективной ширины b_e , показанной на рисунке 9.16.



А – край плиты

а) Крайняя колонна



б) Угловая колонна

Рисунок 9.16 – Эффективная ширина b_e плоского перекрытия
9.13.3 Арматура в зоне продавливания

9.13.3.1 Если требуется установка поперечной арматуры из расчета на продавливание она должна быть расположена внутри между площадью нагружения колонны и $k \cdot d$ контрольным периметром, в котором поперечная арматура больше не требуется. Она должна быть выполнена не менее чем из двух периметров поперечных хомутов (см. Рисунок 6.10). Расстояние между периметрами хомутов не должно превышать $0,75d$.

Расстояние между хомутами вдоль периметра не должно превышать $1,5d$ внутри первого контрольного периметра (на расстоянии $2d$ от площади нагружения) и не должно превышать $2d$ вне первого контрольного периметра там, где эта часть периметра учитывается при определении сопротивления продавливанию.

Для отогнутых вниз стержней (как представлено на рисунке 6.10 б) один периметр хомутов может рассматриваться как достаточный.

ПРИМЕЧАНИЕ – может быть $y > c_y$.

ПРИМЕЧАНИЕ – может быть $z > c_z$ и $y > c_y$.

ПРИМЕЧАНИЕ – y – расстояние от края плиты до внутренней грани колонны.

9.13.3.2 Когда требуется поперечная арматура, площадь хомута (или эквивалента) $A_{s,min}$ определяется при помощи выражения (9.24).

$$A_{s,min} \cdot \frac{(1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)}{s_r \cdot s_t} \geq 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \quad (9.24)$$

где:

α – угол между поперечной арматурой и главной арматурой (т. е. при вертикальных хомутах $\alpha = 90^\circ$ и $\sin \alpha = 1$);

s_r – расстояние между поперечными хомутами в радиальном направлении;

s_t – расстояние между поперечными хомутами в тангенциальном направлении;

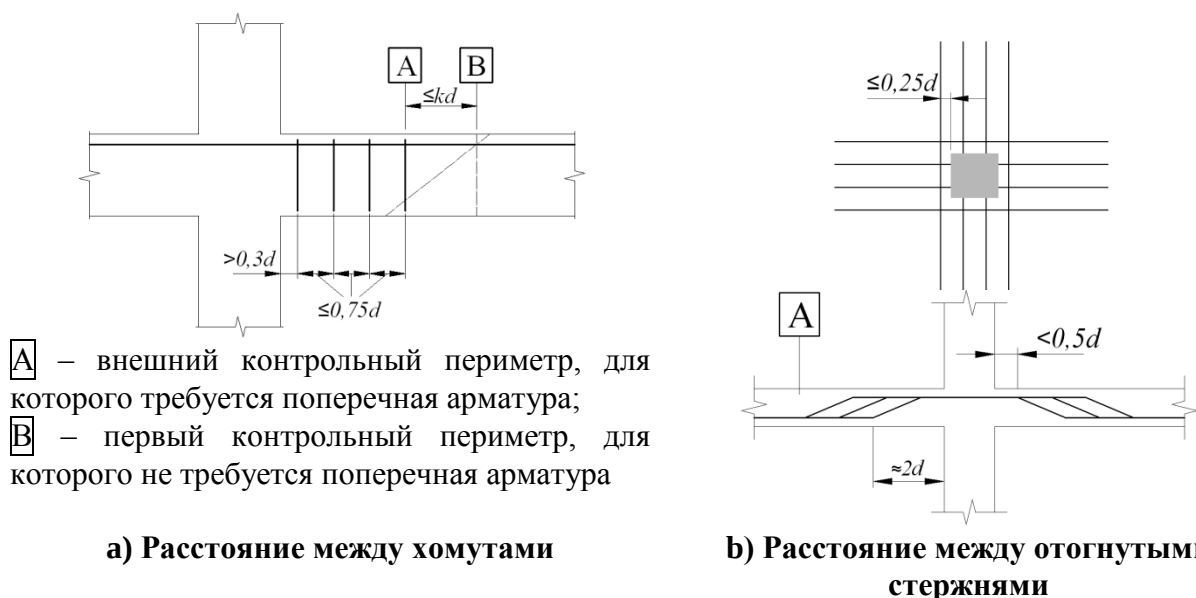
f_{ck} – в МПа.

При расчете на продавливание могут быть учтены вертикальные составляющие только тех напрягающих элементов, которые находятся в пределах расстояния $0,5d$ от колонны.

9.13.3.3 Отогнутые стержни, проходящие через площадь нагружения или на расстоянии от этой площади, не превышающем $0,25d$, могут быть использованы как поперечная арматура в зоне продавливания (см. Рисунок 9.17б), верх).

9.13.3.4 Расстояние между гранью опоры или границей площади нагружения и

ближайшей поперечной арматурой, которая была учтена при расчете, не должно превышать $d/2$. Это расстояние должно быть измерено на уровне растянутой арматуры. Если установлен только один ряд отогнутых стержней, их наклон может быть уменьшен до 30° .



а) Расстояние между хомутами

б) Расстояние между отогнутыми стержнями

Рисунок 9.17 – Арматура в зоне продавливания

9.14 Колонны

9.14.1 Общие положения

Данный раздел действителен для колонн, у которых больший размер h не превышает четырехкратного меньшего размера b .

9.14.2 Продольная арматура

9.14.2.1 Продольные стержни, как правило, должны иметь диаметр не менее $\varnothing_{min} = 12\text{мм}$.

9.14.2.2 Общее количество продольной арматуры не должно быть менее $A_{s,min}$ определяемого по формуле (9.25).

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ или } 0,002A_c, \text{ в зависимости от того, какое значение больше, (9.25)}$$

где:

f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры;

N_{Ed} – расчетное значение осевого сжимающего усилия.

9.14.2.3 Площадь продольной арматуры не должна превышать $A_{s,max} = 0,04A_c$, за исключением соединений внахлестку, если может быть показано, что структура бетона не ослабляется, и что полная прочность достигается в предельном состоянии по несущей способности. Это предельное значение может быть увеличено до $0,08A_c$ для соединений внахлестку.

9.14.2.4 Если колонна имеет полигональное поперечное сечение, не менее одного стержня должно быть расположено в каждом угле. Количество продольных стержней в

круглых колоннах должно быть не менее четырех.

9.14.3 Поперечная арматура

9.14.3.1 Диаметр поперечной арматуры (хомутов, петель или винтовой спиральной арматуры) не должен быть менее 6 мм или четверти максимального диаметра продольной арматуры, в зависимости от того, что больше. Диаметр проволоки в сварных сетках для поперечного армирования не должен быть менее 5 мм.

9.14.3.2 Поперечная арматура должна быть достаточно заанкерена.

9.14.3.3 Расстояние между поперечной арматурой вдоль колонны не должно быть больше $s_{cl,tmax}$ равного меньшему из трех следующих расстояний:

- 20-кратный диаметр наименьшего продольного стержня;
- наименьший размер колонны;
- 400 мм.

9.14.3.4 Максимальное расстояние, требуемое согласно 9.14.3.3, должно быть уменьшено путем умножения на коэффициент 0,6 в следующих случаях:

- (i) -в сечениях, расположенных в пределах расстояния, равного наибольшему размеру поперечного сечения колонны, ниже или выше балки или плиты;
- (ii) -вблизи соединений внахлестку, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. Требуется как минимум три стержня, расположенных равномерно по длине нахлеста.

9.14.3.5 Когда направление продольных стержней изменяется, (например, при изменениях размера колонны), расстояние между поперечной арматурой должно быть рассчитано с учетом возникающих поперечных усилий. Эти эффекты могут быть проигнорированы, если изменение направления менее или равно 1/12.

9.14.3.6 Каждый продольный стержень или пучок стержней, расположенный в углу должен быть подкреплен поперечной арматурой. Ни один стержень в пределах сжатой зоны не должен быть удален более чем на 150 мм от подкрепляющего стержня.

9.15 Стены

9.15.1 Общие положения

Данный раздел действителен для железобетонных стен, у которых отношение длины к толщине составляет 4 и более и в которых арматура учитывается при расчете прочности. Количество и надлежащее конструирование арматуры могут быть определены по модели «распорка и тяж». Для стен, подверженных преимущественно изгибу из плоскости, действуют правила для плит (см. 9.12).

9.15.2 Вертикальная арматура

9.15.2.1 Площадь вертикальной арматуры должна быть в пределах между $A_{s,ymin} = 0,002A_c$ и $A_{s,ytmax}$, где $A_{s,ytmax} = 0,04A_c$, за исключением соединений внахлестку, если может быть показано, что структура бетона не ослабляется, и что полная прочность достигается в предельном состоянии по несущей способности. Этот предел может быть удвоен для соединений внахлестку.

9.15.2.2 Если минимальная площадь арматуры $A_{s,ymin}$ определялась расчетом, то половина данной арматуры должна быть расположена с каждой стороны.

9.15.2.3 Расстояние между двумя соседними вертикальными стержнями не должно превышать трехкратную толщину стены или 400 мм в зависимости от того, что дает

меньший результат.

9.15.3 Горизонтальная арматура

9.15.3.1 Горизонтальная арматура, направленная параллельно поверхности стены (и свободным краям) должна быть установлена у каждой поверхности. Она не должна быть менее $A_{s,hmin}$ составляющей либо 25 % от вертикальной арматуры, либо $0,001A_c$, в зависимости от того, какое значение больше.

9.15.3.2 Расстояние между двумя соседним горизонтальными стержнями не должно быть более 400 мм.

9.15.4 Поперечная арматура

9.15.4.1 В каждой части стены, где общая площадь вертикальной арматуры у обеих граней превышает $0,02A_c$, поперечная арматура в форме хомутов должна быть установлена в соответствии с требованиями для колонн (см. 9.16.3). Большой размер, упомянутый в 9.16.3.4(i), должен быть не более четырехкратной толщины стены.

9.15.4.2 В местах, где главная арматура расположена близко к поверхностям (граням) стены, поперечная арматура должна быть установлена в форме хомутов, не менее четырех хомутов на 1м^2 площади стены. Поперечную арматуру не требуется устанавливать, если используются сварные проволочные сетки и стержни с диаметром $\phi \leq 12$ мм при защитном слое бетона более 2ϕ .

9.16 Балки-стенки

9.16.1 Балки-стенки должны, как правило, содержать прямоугольные арматурные сетки с минимальной площадью $A_{s,dbmin}$, располагаемые около каждой грани (плоскости). Значение $A_{s,dbmin}$ принимается равным 0,1%, но не менее $150\text{ мм}^2/\text{м}$ для каждой плоскости и в каждом направлении.

9.16.2 Расстояние между двумя соседними стержнями сетки не должно превышать двойную толщину балки-стенки или 300 мм.

9.16.3 Арматура, соответствующая рассмотренным в расчетной модели тяжам, должна быть полностью заанкерена для равновесия узла путем изгиба, путем использования U-образных хомутов или при помощи анкерных устройств, если длина, доступная между узлом и концом балки, не обеспечивает требуемой длины анкеровки l_{bd} .

9.17 Сварные соединения арматуры и закладных деталей

9.17.1 При проектировании сварных соединений следует руководствоваться требованиями нормативных документов и рабочих чертежей, учитывающих свариваемость металла, наличие технологического оборудования, возможность контроля качества соединения, вид и способ приложения нагрузок.

9.17.2 Способы сварки арматурных стержней должны соответствовать таблице 9.12 и требования по свариваемости должны соответствовать EN 10080.

9.17.3 Все сварочные работы должны производиться в соответствии с EN ISO 17660. ||

9.17.4 Прочность сварных соединений по длине анкерования сварных стальных сеток должна быть достаточной для восприятия расчетных усилий.

9.17.5 Прочность сварных соединений сварной стальной сетки считается достаточной, если каждое сварное соединение воспринимает поперечную силу, составляющую не менее

25 % от усилия, равного характеристическому пределу текучести арматуры, умноженному на номинальную площадь сечения. Если свариваются стержни различных диаметров, это усилие должно быть определено по площади большего стержня.

Способы выполнения сварных соединений арматуры (основные типы) рекомендуется принимать по таблице 9.13.

Таблица 9.12 - Допустимые способы сварки и примеры применения

Вид нагрузки	Способ сварки	Растянутые стержни ¹⁾	Сжатые стержни ¹⁾
Преимущественно не статическая (см. также 6.8.1 (2))	Стыковая сварка с оплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка	—	Стыковое соединение Ø≥14 мм
	Сварка в активных защитных газах ²⁾	—	Стыковое соединение Ø≥14 мм
	Точечная контактная сварка	Соединение внахлестку ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2), 4)}	
	Стыковая сварка с оплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка и дуговая сварка металлическим электродом	Стыковое соединение Ø□20 мм, стыковое соединение с накладкой, соединение внахлестку, крестообразное соединение3), соединение с другими стальными деталями	
Преимущественно статическая (см. также 6.8.2 (2))	Сварка в активных защитных газах2)	Стыковое соединение с накладкой, соединение внахлестку, крестообразное соединение3), соединение с другими стальными деталями	
		—	Стыковое соединение Ø□20 мм
	Сварка трением	Стыковое соединение, соединение с другими стальными деталями	
	Точечная контактная сварка	Соединение внахлестку4) Крестообразное соединение2), 4)	

¹⁾ Допускается сварка стержней только примерно одинакового диаметра.

²⁾ Допустимое отношение диаметров перекрещивающихся стержней более или равно 0,57.

³⁾ Для несущих соединений Ø≤16 мм.

⁴⁾ Для несущих соединений Ø≤ 20 мм.

Таблица 9.13-Основные типы сварных соединений арматуры

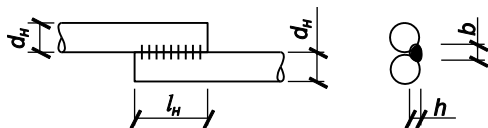
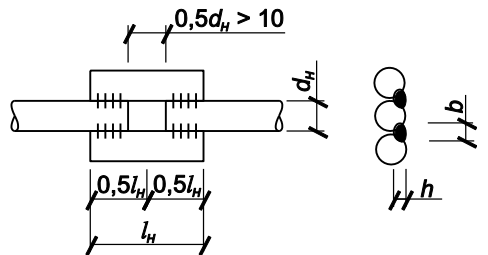
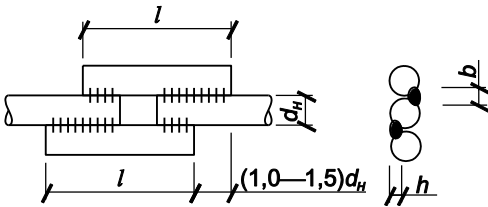
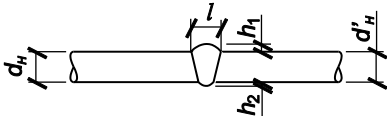
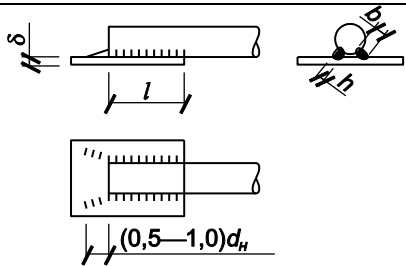
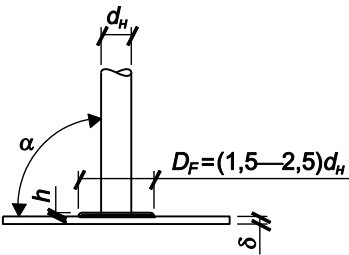
Вид и характеристика сварки	Конструктивное решение соединения	Класс арматуры	d_n , мм	$l = l_n$	b , мм	h , мм	Дополнительные данные
1 Дуговая ручная без дополнительных технологических элементов		St400, St500	10—25	$8d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,25d_n$, но ≥ 4	Допускаются двухсторонние швы $l_n = 4d_n$ для соединений арматуры класса St240
2 Дуговая ручная с накладками из стержней		St400, St500	10—40	$8d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,5d_n$, но ≥ 4	Допускаются двухсторонние швы с $l_n = 4d_n$ для соединений арматуры класса St240
3 Дуговая ручная со смещенными накладками		St400, St500	10—32	$10d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,5d_n$, но ≥ 4	—

Таблица 9.13-Основные типы сварных соединений арматуры (окончание)

4 Ванная одноэлектродная в инвентарной форме		St400, St500	20—40		—	$h_1 \leq 0,05d_n$ $h_2 \leq 0,05d_n$	$d'_n/d_n =$ 0,5—1,0
5 Дуговая ручная швами		St400, St500	10—40	$4d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,25d_n$, но ≥ 4	$\delta \geq 0,4d_n$, но ≥ 5
6 Дуговая ручная с малой механизацией под флюсом без присадочного металла		St400, St500	8—40	$\delta/d_n \geq 0,65$	—		$\delta \geq 6$ $\alpha = 85^\circ—90^\circ$
ПРИМЕЧАНИЕ Другие виды сварных соединений рекомендуется проектировать согласно требованиям ЕН и выполнять в заводских условиях.							

ПРИЛОЖЕНИЕ А
(обязательное)

Расчетные комбинации нагрузок и воздействий

А.1 Переменные нагрузки определяются их характеристическими значениями Q_k . При составлении комбинаций нагрузок переменные нагрузки могут учитываться с характеристическим значением Q_k или со значениями, сниженными путем умножения на коэффициент комбинаций ψ_i .

Эти значения определяются как:

$\psi_0 \cdot Q_k$ -комбинационное значение;

$\psi_1 \cdot Q_k$ - частое значение;

$\psi_2 \cdot Q_k$ -квазипостоянное значение.

Значения коэффициентов комбинаций ψ_i представлены в таблице А.1.

Таблица А.1-Значения коэффициентов комбинаций ψ_i для зданий

Нагрузки, воздействия	Значение коэффициентов		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Приложенные нагрузки в зданиях, (категории см. СН РКЕН 1991-1-1):			
Категория А:жилые помещения (квартиры жилых зданий, спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов, жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц, палаты больниц и санаториев, террасы)	0,7	0,5	0,3
Категория В: офисные, лабораторные и технические помещения (служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений, бытовые помещения промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений, помещения предприятий бытового обслуживания, технические этажи)	0,7	0,5	0,3
Категория С: помещения, в которых возможно скопление людей: С1 Классные помещения учреждений просвещения, кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки, помещения электронно-вычислительных машин, кухни общественных зданий С2 Залы: читальные, обеденные (в кафе, ресторанах, столовых), собраний, ожидания, зрительные, концертные, спортивные, выставочные, экспозиционные С3 Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям категорий А, В, С, балконы (лоджии) С4 Сцены зрелищных сооружений и трибуны спортивных сооружений	0,7	0,7	0,6

Таблица А.1-Значения коэффициентов комбинаций ψ_i для зданий (окончание)

Категория D: Торговые площади	0,7	0,7	0,6
Категория E: Складские площади, книгохранилища, архивы	1,0	0,9	0,8
Категория F: Транспортные проезды при: а) весе транспортного средства не более 30 кН б) то же, более 30 кН, но не менее 160 кН	0,7 0,7	0,7 0,5	0,6 0,3
Категория H: Крыши *	0,7	0	0
Снеговые нагрузки на здания (см. СН РК EN 1991-1-3) $s_k < 2,75 \text{ кН/м}^2$ $s_k \geq 2,75 \text{ кН/м}^2$	0,7 0,7	0,4 0,5	0,2 0,3
Ветровые нагрузки на здания (см. СН РК EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Температурные нагрузки (кроме пожаров) на здания (см. СН РК EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
5 Другие, включая крановые: а) для групп режимов работы кранов 4К—6К** б) то же 7К в) “ 8К	0,8 0,8 0,8	0,7 0,7 0,7	0,5 0,6 0,7
* См. также СН РК EN 1991-1-1, пункт 3.3.2(1) ** Группы режимов работы кранов по ГОСТ 25546.			

А.2 Расчетные значения нагрузок F_d определяют путем умножения их характеристического значения F_k на частный коэффициент безопасности по нагрузке γ_F , значения которого приведены в таблице А.2.

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k. \quad (\text{A.1})$$

Для постоянных нагрузок

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k. \quad (\text{A.2})$$

Для переменных нагрузок

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \text{ или } Q_d = \gamma_Q \cdot \psi_i \cdot Q_k. \quad (\text{A.3})$$

Для аварийных нагрузок (если непосредственно не устанавливается A_d) $A_d = \gamma_A \cdot A_k$.

Таблица А.2 -Значения частных коэффициентов безопасности γ_F для нагрузок

Эффект от воздействия	Частный коэффициент безопасности γ_F , при нагрузках		
	постоянных $\gamma_G \cdot G_k$	переменных $\gamma_Q \cdot Q_k$	аварийных A_k, γ_A
Неблагоприятный	1,35	1,50	Для соответствующих расчетных ситуаций
Благоприятный	1,00	0,00	

А.3 Расчетные значения нагрузок, используемые в основном и аварийном комбинациях, следует принимать по таблице А.3

Таблица А.3- Расчетные значения нагрузок, используемых в основной и аварийной комбинациях

Расчетная комбинация	Нагрузка			
	Постоянная G_d	Переменная		Аварийная
		Доминирующая, со своим характеристическим значением	Сопутствующие, со своими комбинационными значениями	
Основная	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k$	—
Аварийная	$\gamma_{GA} \cdot G_k$	$\psi_1 \cdot Q_k$	$\psi_2 \cdot Q_k$	$\gamma_A A_k^*$
* Если непосредственно не установлено значение A_d .				

А.4 При расчете конструкций по предельным состояниям несущей способности следует принимать следующие комбинации нагрузок:

а) при постоянных и переходных расчетных ситуациях, кроме многократно повторяющихся нагрузок или действия усилия предварительного напряжения, наиболее неблагоприятное из следующих комбинаций:

- первая основная комбинация

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (\text{A.4})$$

- вторая основная комбинация

$$\sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.5})$$

- б) аварийная комбинация

$$\sum_j (\gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j}) + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.6})$$

где:

$G_{k,j}$ - Характеристические значения постоянных нагрузок;

$Q_{k,1}$ - Характеристическое значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,i}$ - Характеристические значения сопутствующих переменных нагрузок;

A_d - расчетное значение аварийного воздействия;

$\gamma_{G,j}$ - частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;

$\gamma_{GA,j}$ - то же, для аварийной комбинации;

$\gamma_{Q,i}$ - то же, для переменных нагрузок;

$\psi_{0,i}, \psi_{1,1}, \psi_{2,i}$ - коэффициенты комбинаций переменных нагрузок, принимаемые по таблице А.1;

ξ - коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,85.

Для учета влияния длительности действия нагрузок при расчете конструкций по предельным состояниям несущей способности следует принимать квазипостоянную комбинацию:

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.7})$$

A.5 При расчете конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности следует принимать следующие комбинации нагрузок:

- характеристическая комбинация

$$\sum_j (G_{k,j}) + Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}); \quad (\text{A.8})$$

— частая комбинация

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.9})$$

— квазипостоянная комбинация

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}). \quad (\text{A.10})$$

В расчетах по предельным состояниям эксплуатационной пригодности следует принимать комбинация, которая дает наиболее неблагоприятный эффект, если это не установлена дополнительными требованиями настоящего пособие.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б
(информационное)

Соответствие обозначений классов арматуры

Таблица Б.1

Класс арматуры по настоящему пособию НТП	Обозначение согласно изменению №4 СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.03.01	Документ регламентирующий качество арматуры, по НТП	Вид и профиль арматуры
St 400	A 400	A-III	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
		-	ГОСТ 10884 СТ РК 1704	Стержневая кольцевого или серповидного профиля
St500	A500	-	ГОСТ 10884 СТ РК 1704	Стержневая кольцевого или серповидного профиля
		-	ТУ 14-1-5254-2006 ТУ 14-1-5526-2006 СТО АСЧМ 7-93	Стержневая серповидного профиля
	Bp-I	Bp-I	ГОСТ 6727 СТ РК 1704	Проволочная с вмятинами

В таблице Б.1 не указывается конкретный вид стержневой арматуры (горячекатаной, термомеханически упрочненной), при ее обозначении используется обозначение соответствующего класса горячекатаной арматуры (например, под классом A400 подразумевается арматуры классов A400, Ат400, Ат400К, Ат400СК). При обозначении арматуры после указания диаметра и класса арматуры по настоящему пособию следует указывать обозначение арматуры по стандарту, регламентирующему качество арматуры, например, обозначение арматуры класса St400 диаметром 12 мм - Ø12St400 (A400 ГОСТ 5781).

ПРИЛОЖЕНИЕ В
(информационное)
Практические методы расчета прочности

Таблица В.1 К расчету прочности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой

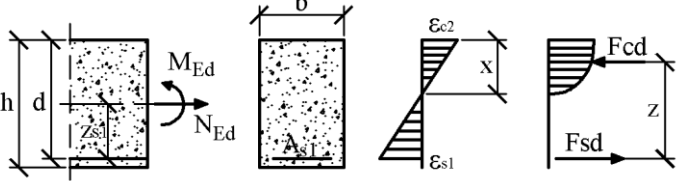
			$a_m = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$ $M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ $A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$		
a_m	$\xi = \frac{x}{d}$	$\zeta = \frac{z}{d}$	a_m	$\xi = \frac{x}{d}$	$\zeta = \frac{z}{d}$
0,01	0,030	0,990	0,21	0,296	0,877
0,02	0,044	0,985	0,22	0,312	0,870
0,03	0,055	0,980	0,23	0,329	0,863
0,04	0,066	0,976	0,24	0,346	0,856
0,05	0,076	0,971	0,25	0,364	0,849
0,06	0,086	0,967	0,26	0,382	0,841
0,07	0,097	0,962	0,27	0,400	0,834
0,08	0,107	0,956	0,28	0,419	0,826
0,09	0,118	0,951	0,29	0,438	0,818
0,10	0,131	0,946	0,296	0,450	0,813
0,11	0,145	0,940	0,30	0,458	0,810
0,12	0,159	0,934	0,31	0,478	0,801
0,13	0,173	0,928	0,32	0,499	0,793
0,14	0,188	0,922	0,33	0,520	0,784
0,15	0,202	0,916	0,34	0,542	0,774
0,16	0,217	0,910	0,35	0,565	0,765
0,17	0,232	0,903	0,36	0,589	0,755
0,18	0,248	0,897	0,37	0,614	0,745
0,181	0,250	0,896	0,371	0,617	0,743
0,19	0,264	0,890	0,38	0,640	0,734
0,20	0,280	0,884	0,39	0,667	0,723

Таблица В.2 -Предельные значения величины $\alpha_{m,lim}$

Класс арматуры	Предельные значения $\alpha_{m,lim}$ при классе бетона					
	CC1,3/1,5	CC1,7/2,0	CC2,2/2,5	CC4,5/5	CC9/11	CC13/15
St400	0,20	0,25	0,35	0,40	0,45	0,50
St500	0,16	0,20	0,28	0,32	0,36	0,40

Примечание. Для промежуточных классов бетона значения $\alpha_{m,lim}$ принимать по интерполяции.

А. Порядок расчета прочности изгибаемых элементов с одиночной арматурой

1. Вычислить

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

где $M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$;

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\alpha_{cc} = 0,85; \gamma_c = 1,5$$

2. Если величина коэффициента α_m превысит наибольшие значения $\alpha_{m,lim}$, указанные в таблице В.2, то следует повысить прочность бетона или увеличить размеры сечения элемента.
3. Найти $\xi = \frac{x}{d}$ и $\zeta = \frac{z}{d}$ по таблице В.1 или вычислить по формулам:

$$\zeta = \frac{z}{d} = \frac{1 + \sqrt{(1 - 3,53 \cdot \alpha_m)}}{2}$$

$$\xi = \frac{x}{d} = 2,5(1 - \zeta)$$

4. Вычислить $z = d \cdot \zeta$
5. Определить требуемую расчетную площадь растянутой арматуры

$$A_s = \frac{M_{ed}}{0,87 \cdot z \cdot f_{yk}}$$

6. Подобрать диаметр и количество арматуры, чтобы эта площадь была не меньше требуемой расчетной площади.
7. Проверить, чтобы подобранная площадь растянутой арматуры не превышала допустимый процент армирования (п.9.11.1.1.3).

Б. Порядок расчета прочности изгибаемых элементов с двойной арматурой

1. Вычислить

2. Дальнейший расчет выполнять по вышеизложенному **Порядку расчета А.**

ПРИЛОЖЕНИЕ Е (информационное)

(ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА)

ПРИМЕР 1 . Расчет изгибаемой плиты с одиночной арматурой

Дано: балочная плоская плита $h = 200$ мм; $c_1 = 30$ мм; Бетон ячеистый естественного твердения класса СС11/12,5 ($f_{ck} = 11$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 11 / 1,5 = 6,23$ МПа), марки D1000. Арматура класса St400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348$ МПа).

На плиту шириной 100 см действует изгибающий момент $M_{Ed} = 25$ кН·м (рис.Е.1).

Требуется: Определить площадь продольной арматуры.

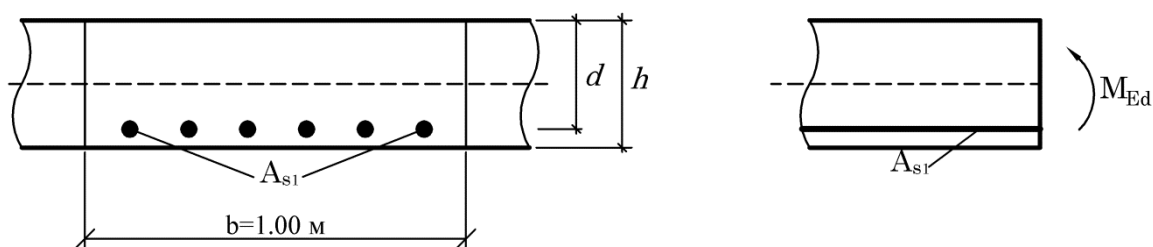


Рисунок Е.1—Поперечное сечение плиты

Решение. Изгибающий момент, действующий в сечении

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} = 25 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (N_{Ed} = 0)$$

Определяем значение коэффициента

$$\alpha_m = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (\text{см. табл.В.1, приложение В}) \quad (\text{Е.1})$$

По табл. В.1 приложения В находим ζ и ξ .

Вычисляем требуемую площадь растянутой арматуры:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) \quad (\text{Е.2})$$

$$\alpha_m = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{25 \cdot 10^3}{6,23 \cdot 1,00 \cdot 0,17^2} = 0,139 \leq \alpha_{m,lim} = 0,45 \quad (\text{см. табл.В.2, приложение В})$$

где $d = h - c_1 = 20 - 3 = 17$ см.

По табл. В.1. Приложения В находим $\zeta = \frac{z}{d} = 0,923$, $z = 0,923 \cdot 0,17 = 0,157$ м.

Площади требуемой площади растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{M_{ed}}{0,87 \cdot z \cdot f_{yk}} = 25 / (0,157 \cdot 348) = 4,58 \text{ см}^2 (\rho_1 = 0,27\% \leq 2\%)$$

Принимаем: на 100 см плиты 6Ø10 St400 ($A_{s1} = 4,72 \text{ см}^2$).

ПРИМЕР 2. Расчет изгибаемой балки с одиночной арматурой

Дано: балка сечением $b=300$ мм, $h=600$ мм; $c_1=40$ мм; Бетон ячеистый естественного твердения класса СС13/15 ($f_{ck}=13$ МПа, $\gamma_c=1,5$, $\alpha_{cc}=0,85$, $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0,85 \cdot 13/1,5=7,37$ МПа), марки D1100. Арматура класса St400 ($f_{yk}=400$ МПа, $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=400/1,15=348$ МПа).

На балку действует изгибающий момент $M_{Ed}=150$ кН·м.

Требуется: Определить площадь продольной арматуры.

Решение. Изгибающий момент, действующий в сечении

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} = 150 \text{ кН·м} \quad (N_{Ed} = 0)$$

Определяем значение коэффициента

$$\alpha_m = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{150 \cdot 10^3}{7,37 \cdot 0,30 \cdot 0,56^2} = 0,216 \leq \alpha_{m,lim} = 0,5 \quad (\text{см. табл. В.2, приложение В})$$

где $d = h - c_1 = 60 - 4 = 56$ см.

По табл. В.1. Приложения В находим $\zeta = \frac{z}{d} = 0,874$, $z = 0,874 \cdot 0,56 = 0,49$ м.

Площади требуемой площади растянутой арматуры:

$$A_s = \frac{M_{ed}}{0,87 \cdot z \cdot f_{yk}} = 150 / (0,87 \cdot 0,49 \cdot 348) = 8,85 \text{ см}^2 (\rho_1 = 0,53\% \leq 2\%)$$

Принимаем: растянутую арматуру 3Ø20 St400 ($A_{s1} = 9,42 \text{ см}^2$).

ПРИМЕР 3. Расчет изгибаемой балки с двойной арматурой

Дано: балка сечением $b=300$ мм, $h=700$ мм; $c_1=50$ мм; $c_2=50$. Бетон ячеистый естественного твердения класса СС13/15 ($f_{ck}=13$ МПа, $\gamma_c=1,5$, $\alpha_{cc}=0,85$, $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0,85 \cdot 13/1,5=7,37$ МПа), марки D1200. Арматура класса St400 ($f_{yk}=400$ МПа, $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=400/1,15=348$ МПа). Сжатая арматура 3Ø20S400 ($A_{s2}=9,425 \text{ см}^2$).

На балку действует изгибающий момент $M_{Ed}=450$ кН·м.

Требуется: Определить площадь продольной арматуры.

Решение. Изгибающий момент, действующий в сечении

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} = 450 \text{ кН·м} \quad (N_{Ed} = 0)$$

Определяем значение коэффициента

$$\alpha_m = \frac{M_{Eds} - f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1)}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{450 \cdot 10^6 - 348 \cdot 9,425 \cdot (650 - 50)}{0,85 \cdot 7,37 \cdot 300 \cdot 650^2} = 0,319 \leq \alpha_{m,lim} = 0,5$$

(см. табл. В.2, приложение В)

где $d = h - c_1 = 70 - 5 = 65$ см.

По табл. В.1. Приложения В находим $\zeta = \frac{z}{d} = 0,794$, $z = 0,794 \cdot 0,65 = 0,516$ м.

Площади требуемой площади растянутой арматуры:

$$A_{s2} = \frac{M_{Eds} - f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1)}{z \cdot f_{ys}} = \frac{450 \cdot 10^6 - 348 \cdot 942,5 \cdot (650 - 50)}{516 \cdot 348} = 11 \text{ см}^2$$

($\rho_1 = 0,56\% \leq 2\%$)

Принимаем: растянутую арматуру $3\emptyset 22 \text{ St400}$ ($A_{s1} = 11,4 \text{ см}^2$).

ПРИМЕР 4. Расчет прочности колонны

Дано: колонна среднего этажа рамного каркаса с сечением размерами $b = 400$ мм, $h = 400$ мм; $c_1 = c_2 = 40$ мм. Бетон ячеистый класса С13/15 ($f_{ck} = 13 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 13 / 1,5 = 7,37 \text{ МПа}$, $E_{cm} = 9,3 \cdot 10^4$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$), марка бетона Д1200. Арматура класса St400 ($f_{yk} = 400 \text{ МПа}$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; площадь сечения растянутой арматуры $A_{s1} = A_{s2} = 1232 \text{ мм}^2$ ($2\emptyset 25$); продольная сила и изгибающие моменты в опорном сечении: от основной комбинации воздействий $N_v = 350 \text{ кН}$, $M_v = 80 \text{ кН} \cdot \text{м}$, от действия квазипостоянной комбинации воздействий $N_l = 320 \text{ кН}$, $M_l = 50 \text{ кН} \cdot \text{м}$; от переменных (ветровых) воздействий $N_h = 40 \text{ кН}$, $M_h = 23 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется: проверить прочность опорного сечения колонны.

Расчет: $d = 400 - 40 = 360$ мм.

Общие усилия от воздействий равны

$$M = M_v + M_h = 80 + 23 = 103 \text{ кН} \cdot \text{м}, N = N_v + N_h = 350 + 40 = 390 \text{ кН}.$$

Определяем моменты M_1 и M_{1l} относительно растянутой арматуры.

$$M_1 = M + N \frac{(d - c_2)}{2} = 103 + 390 \frac{(0,36 - 0,04)}{2} = 137,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{(d - c_2)}{2} = 23 + 320 \frac{(0,36 - 0,04)}{2} = 74,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{Тогда } \varphi_l = 1 + M_{1l} / M_1 = 1 + 74,2 / 137,2 = 1,54.$$

Проверяем прочность сечения

$$a_n = \frac{N}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{390000}{7,37 \cdot 400 \cdot 360} = 0,367 \leq \zeta_{lim} = 0,5$$

(см. табл. В.2).

Следовательно, $x = a_n \cdot d = 0,36 \cdot 460 = 169$ мм.

$$\begin{aligned}
 f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0,5\lambda x) + (f_{ydc} \cdot A_{s2} - N/2) \cdot (d - c_1) = \\
 = 7,37 \cdot 400 \cdot 0,8 \cdot 169 \cdot (360 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 169) \\
 + (348 \cdot 1232 - 390000/2)(360 - 40) = 22,05 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 220,5 \text{ кНм} > M \\
 = 137,2 \text{ кНм}.
 \end{aligned}$$

т.е. прочность сечения обеспечена.

ПРИМЕР 5. Подбор сечения арматуры колонны

Дано: колонна среднего этажа рамного каркаса с сечением размерами $b = 400$ мм, $h = 400$ мм; $c_1 = c_2 = 40$ мм. Бетон ячеистый класса C13/15 ($f_{ck} = 13$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 13 / 1,5 = 7,37$ МПа, $E_{cm} = 9,3 \cdot 10^4$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$), марка бетона Д1200. Арматура класса St400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа; продольная сила и изгибающие моменты в опорном сечении: от основной комбинации воздействий $N_v = 450$ кН, $M_v = 90$ кН м, от действия квазипостоянной комбинации воздействий $N_l = 420$ кН, $M_l = 50$ кНм; от переменных (ветровых) воздействий $N_h = 30$ кН, $M_h = 14$ кН м.

Требуется: определить площадь сечения арматуры.

Расчет: $d = 400 - 40 = 360$ мм.

Общие усилия от воздействий равны

$$M = M_v + M_h = 90 + 14 = 104 \text{ кН} \cdot \text{м}, N = N_v + N_h = 450 + 30 = 480 \text{ кН}.$$

Определяем моменты M_1 и M_{1l} относительно растянутой арматуры.

$$M_1 = M + N \frac{(d - c_2)}{2} = 104 + 480 \frac{(0,36 - 0,04)}{2} = 180,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \frac{(d - c_2)}{2} = 50 + 420 \frac{(0,36 - 0,04)}{2} = 117,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{Тогда } \varphi_l = 1 + M_{1l} / M_1 = 1 + 117,2 / 180,8 = 1,648.$$

Вычисляем

$$\alpha_n = \frac{N}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{480000}{7,37 \cdot 400 \cdot 360} = 0,452 \leq \zeta_{lim} = 0,5$$

(см. [табл. В.2](#)).

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N(d - c_2)}{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{104 \cdot 10^6 + 480000 \cdot (360 - 40) / 2}{0,85 \cdot 7,37 \cdot 400 \cdot 360^2} = 0,556$$

$$\delta = \frac{c_2}{d} = \frac{40}{360} = 0,111$$

Определяем требуемую площадь сечения симметричной арматуры

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} \cdot \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta} = \frac{0,85 \cdot 7,37 \cdot 400 \cdot 360}{348} \cdot \frac{0,556 - 0,452(1 - 0,452 / 2)}{1 - 0,111} = 601 \text{ мм}^2$$

$$\mu = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{b \cdot h} = \frac{601 + 601}{400 \cdot 400} = 0,0075 \leq 0,02$$

Подбираем продольную симметричную арматуру $A_{s1} = A_{s2} = 6,283 \text{ мм}^2 (2\emptyset 20)$.

ПРИМЕР 6. Проверка прочности плиты по поперечной силе

Дано: Железобетонная плита перекрытия пролетом $L = 5,5 \text{ м}$. Прямоугольное сечение с размерами $b = 1000 \text{ мм}$, $h = 200 \text{ мм}$; $c_1 = 30 \text{ мм}$. Бетон нормальный класса СС9/10; $f_{ck} = 9 \text{ МПа}$; $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 9 / 1,5 = 5,1 \text{ МПа}$. Продольная арматура класса St500; $f_{yk} = 400 \text{ МПа}$; $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ МПа}$. Площадь сечения растянутой арматуры на опоре $A_{s1} = 4,712 \text{ см}^2 (6\emptyset 10)$, которая заведена не менее чем на $(l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение; Переменная равномерно распределенная нагрузка $q_k = 3 \text{ кН/м}$, постоянная $g_k = 2,5 \text{ кН/м}$.

Требуется: Проверить прочность сечения на действие поперечных сил при отсутствии поперечной арматуры (использовать метод ферменной аналогии).

Расчет:

Расчетное сечение назначаем на расстоянии $a_w = d_z = 170 \text{ мм}$ от опоры. Расчетная зона опирания плиты на ригель 80 мм . Поперечную силу в данном сечении V_{Ed} определяем по эпюре поперечных сил.

Поперечное усилие на левой опоре:

$$V_{d,li} = (\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k) \cdot l / 2 = (1,35 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 3) \cdot 5,5 / 2 = 21,65 \text{ кН}.$$

$$V_{Ed} = V_{d,li} - (0,08 + 0,17) \cdot (1,35 \cdot 2,5 + 1,5 \cdot 3) = 21,65 - 1,97 = 19,68 \text{ кН}.$$

где $\gamma_g = 1,35$, $\gamma_q = 1,5$ – коэффициенты безопасности по нагрузкам.

Расчетную поперечную силу $V_{Rd,c}$, воспринимаемую сечением без поперечной арматуры, определяем по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

$$\text{но не менее } V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

$$\text{где } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{170}} = 2,085, \text{ принимаем } k = 2.$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{471}{1000 \cdot 170} = 0,0028 \leq 0,02;$$

$$d = h - c_1 = 200 - 30 = 170 \text{ мм};$$

$$V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d = \left(0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 9^{\frac{1}{2}} \right) \cdot 1000 \cdot 170 = 50,49 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) 2 (100 \cdot 0,0028 \cdot 9)^{\frac{1}{3}} \right] 1000 \cdot 170 = 23120 \text{ Н} = 23,12 \text{ кН} > V_{Ed} = 19,68 \text{ кН}$$

Условие выполняется, прочность сечения обеспечена.

ПРИМЕР 7. Определение поперечной арматуры в балке

Дано: Свободно опертая железобетонная балка перекрытия пролетом $L = 5,5$ м. Прямоугольное сечение с размерами $b = 300$ мм, $h = 500$ мм; $c_1 = 40$ мм; $c_2 = 30$ мм. Бетон ячеистый класса С11/12,5 марки В1100; $f_{ck} = 11$ МПа; $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 11 / 1,5 = 6,23$ МПа. Поперечная арматура класса St240 ($f_{yk} = 240$ МПа, $f_{ywd} = 167$ МПа). Продольная арматура класса St400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$); площадь сечения растянутой арматуры $A_{s1} = 509$ мм² (2Ø18); Равномерно распределенная постоянная нагрузка $q = 30$ кН/м, переменная $g = 14$ кН/м.

Требуется: Определить площадь и шаг поперечной арматуры (использовать метод ферменной аналогии).

Расчет:

Длину участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяем по эпюре поперечных сил.

$$V_{d,li} = (\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k) \cdot l / 2 = (1,35 \cdot 14 + 1,5 \cdot 30) \cdot 5,5 / 2 = 175,7 \text{ кН.}$$

$$V_{Ed} = V_{d,li} - 0,46 \cdot (1,35 \cdot 14 + 1,5 \cdot 30) = 175,7 - 29,3 = 146,3 \text{ кН.}$$

Для этого определим поперечную силу, которую может воспринять бетон по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН;}$$

$$\text{но не менее } V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН;}$$

$$\text{где } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{460}} = 1,66;$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{509}{200 \cdot 460} = 0,0055 \leq 0,02;$$

$$d = h - c_1 = 500 - 40 = 460 \text{ мм;}$$

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 1,66 \cdot (100 \cdot 1,66 \cdot 9)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 300 \cdot 460 = 58794 \text{ Н} = 59 \text{ кН;}$$

$$V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d = (0,035 \cdot 1,66^{\frac{3}{2}} \cdot 9^{\frac{1}{2}}) \cdot 300 \cdot 460 = 31 \text{ кН;}$$

Таким образом, расчетным является участок:

$$a_w = (V_{Ed,max} - V_{Rd,c,min}) / (q + g) = (146,3 - 31) / (14 + 30) = 2,62 \text{ м.}$$

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = 460$ мм от опоры.

Поперечное усиление в данном сечении: $V_{Ed} = 146,3$ кН.

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$.

В пределах длины расчетного участка поперечного армирование рассчитывают из условий: $V_{Ed} = V_{Rd,sy}$; $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$;

где: $V_{Rd,sy}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением с поперечным армированием. $V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot d_z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$,

Задав шаг поперечной арматуры определяем площадь ее сечения, учитывая что напряжения в поперечной арматуре достигают предела текучести: $f_{sw} = f_{ywd}$

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 100$ мм.

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{d_z \cdot f_{sw} \cdot \cot \theta} = \frac{146,3 \cdot 10^3 \cdot 100}{460 \cdot 167 \cdot \cot 40^\circ} = 248,6 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 Ø14, $A_{sw} = 307,9 \text{ мм}^2$, $s = 100$ мм.

При этом должны выполняться следующие условия:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,571 \cdot 6,8 \cdot 300 \cdot 350}{1,192 + 0,839} = 200736 \text{ Н} = 200,7 \text{ кН}.$$

$V_{Ed} = 120 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 133,8 \text{ кН}$ – условие выполняется.

где: v – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{9}{250} \right) = 0,578 \geq 0,5.$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{307,9 \cdot 167}{300 \cdot 100} = 1,71 \text{ МПа}; \quad 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,578 \cdot 6,23 = 1,8 \text{ МПа};$$

$1,71 < 1,8$ – условие выполняется.

Другие сечения рассчитываются аналогичным образом.

ПРИМЕР 8. Обеспечение трещиностойкости конструктивными мероприятиями

Дано: Для свободно опертой балки прямоугольного сечения, имеющей расчетный пролет $l_{eff} = 2,87$ м, загруженной равномерно распределенной нагрузкой q , проверить ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Момент в расчетном сечении от квазипостоянной комбинации нагрузок $M_{Ed} = 115 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Класс по условиям эксплуатации конструкции ХСІ (RH=50%). По табл. 8.1 для класса ХСІ предельно допустимая ширина раскрытия трещин $w_{lim} = 0,4$ мм.

Балка сечение 300х500 мм, $s=40$ мм. Бетон ячеистый класса С13/15 ($f_{ctd} = 1,7 \text{ МПа}$, $f_{ck} = 15 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,0$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 15 / 1,0 = 12,75 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$), марки D1200. Модуль упругости $E_{cm} = 9,3 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Арматура периодического профиля класса St400 ($f_{yk} = 400 \text{ МПа}$; $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$), $A_{s1} = 1257 \text{ мм}^2$ (4Ø20).

Рабочая высота сечения $d = h - c_{cov} - \phi_{sw} - \phi_{12} - \frac{\phi_{20}}{2} = 500 - 40 = 460 \text{ мм}$. $\rho = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} = \frac{1257}{300 \cdot 460} = 0,0091$ (0,91%).

Проверяем ширину раскрытия трещин по упрощенной методике, пользуясь данными табл. 8.3. для сечений прямоугольной формы, армированных арматурой класса St400 при $0,5\% \leq \rho \leq 1,0\%$ плечо внутренней пары силы, определяется:

$$z = 0,85d = 0,85 \cdot 460 = 391 \text{ мм}.$$

Напряжения в растянутой арматуре определяем по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1} \cdot z} = \frac{115 \cdot 10^6 (\text{Н} \cdot \text{мм})}{1257 \cdot 391} = 234 \text{ Н/мм}^2.$$

По табл. 8.4 $\phi_{max} = 20 \text{ мм}$ при $\sigma_s = 234 \text{ МПа}$ и $w_{k,lim} = 0,4 \text{ мм}$.

Принятый диаметр $\phi = 20 \text{ мм} \leq \phi_{max} = 20 \text{ мм}$, условие соблюдается т.е. расчетным путем проверять ширину раскрытия трещин не требуется.

ПРИМЕР 9. Ширина раскрытия трещин

Дано: Для свободно опертой балки прямоугольного сечения, имеющей расчетный пролет $l_{\text{eff}} = 5,87$ м, загруженной равномерно распределенной нагрузкой q , проверить ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Момент в расчетном сечении от квазипостоянное сочетание нагрузок $M_{\text{Ed}} = 180$ кН·м. Класс по условиям эксплуатации конструкции ХСІ (RH=50%). По табл. 8.1 для класса ХСІ предельно допустимая ширина раскрытия трещин $w_{\text{lim}} = 0,4$ мм.

Балка сечением 300x700 мм, $c=40$ мм, бетон ячеистый класса С13/15 ($f_{\text{ctd}} = 1,5$ МПа, $f_{\text{ck}} = 13$ МПа $\gamma_c = 1,0$, $f_{\text{cd}} = \alpha_{\text{cc}} \cdot f_{\text{ck}} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,0 = 17$ МПа, $f_{\text{ctm}} = 1,7$ МПа, $\alpha_{\text{cc}} = 0,85$). Модуль упругости $E_{\text{cm}} = 9,3 \cdot 10^3$ МПа.

Арматура периодического профиля класса St400 ($f_{\text{yk}} = 400$ МПа; $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа), $A_{s1} = 1570$ мм².

Рабочая высота сечения

$$d = h - c = 700 - 40 = 660 \text{ мм.}$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{1570}{300 \cdot 660} = 0,0079 \text{ (0,8\%).}$$

Проверяем ширину раскрытия трещин по упрощенной методике, пользуясь данными табл. 8.3 для сечений прямоугольной формы, армированных арматурой класса St400 при $0,5\% \leq \rho \leq 1,0\%$ плечо внутренней пары силы, определяется:

$$z = 0,85d = 0,85 \cdot 660 = 561 \text{ мм.}$$

Напряжения в растянутой арматуре определяем по формуле :

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{Ed}}}{A_{s1} \cdot z} = \frac{300 \cdot 10^6 \text{ (Н·мм)}}{1570 \cdot 561} = 340,6 \text{ Н/мм}^2.$$

По табл. 8.3 $d_{\text{max}} = 12$ мм при $\sigma_s = 340,6$ МПа и $w_{k,\text{lim}} = 0,4$ мм.

Принятый диаметр $\phi = 20$ мм $> \phi_{\text{max}} = 12$ мм, т.е. необходимо расчетным путем проверить ширину раскрытия трещин.

Учитывая то обстоятельство, что момент M_{Ed} рассчитан на квазипостоянное сочетание нагрузок, при проверке ширины раскрытия трещин используем эффективный модуль упругости:

$$E_{\text{c,eff}} = \frac{E_{\text{cm}}}{1 + \varphi(\infty, t_n)}.$$

Предельное значение коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ определим из номограммы, приведенной на рис. 6.1а. При $h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 700 \cdot 300}{2(700+300)} = 210$ мм и RH = 50% для $t_0 = 30$ сут. $\rightarrow \varphi(\infty, t_0) = 2,8$.

$$E_{\text{c,eff}} = \frac{9,3 \cdot 10^3}{1 + 2,8} = 2,45 \cdot 10^3.$$

$$\text{Коэффициент приведения } a_e = \frac{E_s}{E_{\text{c,eff}}} = \frac{20 \cdot 10^4}{2,45 \cdot 10^3} = 81,6.$$

Для сечения с трещиной при использовании двухлинейной диаграммы деформирования высота сжатой зоны x в общем случае может быть найдена из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси:

$$\frac{bx^2}{2} + a_e \rho_2 bd(x - c_1) - a_e \rho_1 bd(d - x) = 0.$$

Тогда

$$x = d \sqrt{\alpha_e^2 (\rho_1 + \rho_2)^2 + 2\alpha_e \left(\rho_1 + \frac{c_1}{d} \rho_2 \right) - \alpha_e (\rho_1 + \rho_2)}.$$

При отсутствии расчетной арматуры в сжатой зоне $\rho_2 = 0$.

$$x = d \sqrt{\alpha_e \rho_1 (2 + \alpha_e \rho_1) - \rho_1 \alpha_e}.$$

Подставляя значения, получаем:

$$x = 660 \cdot \sqrt{81,6 \cdot 0,008 (2 + 81,6 \cdot 0,008) - 0,008 \cdot 81,6} = 465,6 \text{ мм.}$$

Напряжения в арматуре:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1} \left(d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{180 \cdot 10^6}{1570 \left(660 - \frac{465,6}{3} \right)} = 268,4 \text{ МПа.}$$

Расчетную ширину раскрытия трещин определяем по формуле:

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

где $s_{r,max}$ – максимальное расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{eff}} = 3,4 \cdot 40 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{20}{0,0506} = 135 \text{ мм.}$$

при

$k_1 = 0,8$ – для стержней периодического профиля;

$k_2 = 0,5$ – при изгибе;

$k_t = 0,4$ – для квазипостоянного сочетания нагрузок.

$$\rho_{eff} = \frac{A_{s1}}{b h_{c,eff}} = \frac{1570}{300 \cdot 100} = 0,0506.$$

$$\min: h_{c,eff} = \begin{cases} 2,5(h - d) = 2,5(700 - 660) = 100 \text{ мм} \\ (h - x)/2 = (700 - 326)/2 = 187 \text{ мм} \\ h/2 = 700/2 = 350 \text{ мм} \end{cases}$$

Значение $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = \frac{268,4 - 0,4 \cdot \frac{1,7}{0,0506} (1 + 81,6 \cdot 0,0506)}{20 \cdot 10^4} = 126 \cdot 10^{-5} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot 174 \cdot 10^{-5} = 104 \cdot 10^{-5}, \text{ условие соблюдается.}$$

Тогда

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 135 \cdot 126 \cdot 10^{-5} = 0,17 \text{ мм} < w_{lim} = 0,4 \text{ мм.}$$

Проверка по ширине раскрытия трещин выполнена.

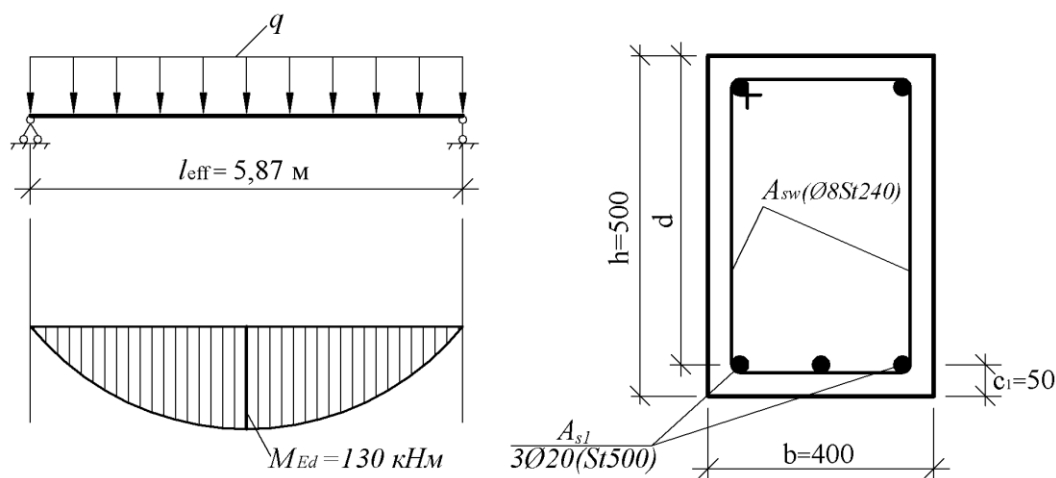
ПРИМЕР 10. Проверка прогибов

Дано: Для свободно опертой балки прямоугольного сечения, имеющей расчетный пролет $l_{eff} = 5,87 \text{ м}$, загруженной равномерно распределенной нагрузкой q , проверить прогиб в середине пролета.

Момент в расчетном сечении от практически постоянной сочетании нагрузок $M_{Ed} = 75 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Класс по условиям эксплуатации конструкции ХС1 (RH=50%).

Предельно допустимый прогиб в середине пролета балки составляет $a_{lim} = \frac{1}{250} l_{eff}$. Сечение балки 400x500 мм, $c=50 \text{ мм}$. Бетон ячеистый класса С213/15 ($f_{ctd} = 1,7 \text{ МПа}$, $f_{ck} = 13 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,0$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 13 / 1,0 = 11,05 \text{ МПа}$, $f_{ctm} = 1,7 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$). Модуль упругости $E_{cm} = 9,3 \cdot 10^3 \text{ МПа}$;

Арматура периодического профиля класса St400 ($f_{yk} = 400$ МПа; $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа), $A_{s1} = 942,5 \text{ мм}^2$ ($3\varnothing 20$).



Расчет: Из [рисунка 1](#) имеем: $b = 400$ мм, $h = 500$ мм, $c_1 = c_2 = 50$ мм.

Рабочая высота сечения $d = h - c = 500 - 50 = 450$ мм.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{942,5}{400 \cdot 450} = 0,0053 \text{ (0,53\%)}. \quad \rho_2 = 0$$

Предельно допустимый прогиб в середине пролета свободно опертой однопролетной балки, нагруженной, равномерно распределенной нагрузки может быть определен по формуле:

$$a_{\max} = a_k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}},$$

По табл. 8.7 коэффициент $a_k = 5,48$; $l_{eff} = 5,87$ м.

Определим

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 + \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)}$$

Учитывая то обстоятельство, что момент M_{Ed} рассчитан на квазипостоянное сочетание нагрузок, при проверке прогиба в середине пролета используем эффективный модуль упругости:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}}.$$

Предельное значение коэффициента ползучести $\varphi_{(\infty, t_0)}$ определим из номограммы, приведенной на рис. 6.1а.

При $h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 500 \cdot 400}{2(500 + 400)} = 222$ мм и $RH = 50\%$ для $t_0 = 30$ сут. $\rightarrow \varphi_{(\infty, t_0)} = 2,6$.

$$E_{c,eff} = \frac{9,3 \cdot 10^3}{1 + 2,6} = 2,58 \cdot 10^3.$$

$$\text{Коэффициент приведения } a_e = \frac{E_s}{E_{s,eff}} = \frac{20 \cdot 10^4}{2,58 \cdot 10^3} = 77,5$$

Определяем геометрические характеристики прямоугольного сечения без трещины
Приведенная площадь сечения при $A_{s2} = 0$

$$A_{1red} = bh + a_e(A_{s1} + A_{s2}) = 400 \cdot 500 + 77,5 \cdot 942,5 = 200000 + 73043 = 273043 \text{ мм}^2.$$

Приведенный статический момент сопротивления относительно наиболее сжатого волокна бетона поперечного сечения

$$S_{1red} = 0,5bh^2 + a_e(A_{s1}d + A_{s2}c_1) = 0,5 \cdot 400 \cdot 500^2 + 77,5 \cdot 942,5 \cdot 450 = 82,9 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента x_1 .

$$x_1 = \frac{S_{1red}}{A_{1red}} = \frac{82,9 \cdot 10^6}{273043} = 303,5 \text{ мм}.$$

$$I_1 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(x_1 - \frac{h}{2}\right)^2 + a_e A_{s2}(x_1 - c_1)^2 + a_e A_{s1}(d - x_1)^2$$

При $A_{sc} = 0$

$$I = \frac{400 \cdot 500^3}{12} + 400 \cdot 500(303,5 - 250)^2 + 77,5 \cdot 942,5(450 - 303,5)^2 = 6305 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Для сечения с трещиной при использовании билинейной диаграммы деформирования высота сжатой зоны x_{II} в общем случае может быть найдена из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси:

Высота сжатой зоны определяется из решения уравнения

$$S_c = \alpha_e \cdot (S_{s1} - S_{s2}),$$

где S_c, S_{s1}, S_{s2} - статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, площадей растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

$$\frac{bx_{II}^2}{2} = a_e \rho_2 bd(x_{II} - c_1) - a_e \rho_1 bd(d - x_{II}).$$

$$\text{Тогда } x_{II} = d \sqrt{\alpha_e^2 (\rho_1 + \rho_2)^2 + 2\alpha_e \left(\rho_1 + \frac{c_1}{d} \rho_2\right) - \alpha_e (\rho_1 + \rho_2)}.$$

При отсутствии расчетной арматуры в сжатой зоне $\rho_2 = 0$.

$$x_{II} = d \sqrt{a_e \rho_1 (2 + a_{s1} \rho_1) - a_e a_{s1}}.$$

Подставляя значения, получаем:

$$x_{II} = 450 \cdot \sqrt{77,5 \cdot 0,0053(2 + 77,5 \cdot 0,0053) - 0,0053 \cdot 77,5} = 342,6 \text{ мм}.$$

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + a_e \rho_{II} bd(d - x_{II})^2 + a_e \rho_{12} bd(x_{II} - c_1)^2$$

При $x_{II} = 342,6 \text{ мм}$ и $\rho_{12} = 0$ получаем:

$$I_{II} = \frac{400 \cdot 342,6^3}{12} + 77,5 \cdot 0,0053 \cdot 400 \cdot 450(450 - 342,6)^2 = 2192 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

При $\beta = 0,5$ (для квазипостоянной комбинации нагрузок); $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_r} = \frac{M_{cr}}{M_{Ed}}$

Определим момент образования трещин M_{cr} согласно формуле (10.4). Для этого определяем момент сопротивления бетона W .

Момент сопротивления W определяется по формуле:

$$W = \frac{I_{red}}{y_t},$$

$y_t = 500 - 303,5 = 196,5 \text{ мм}$ - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента.

$$W = \frac{I_{red}}{y_t} = \frac{6305 \cdot 10^6}{196,5} = 32,09 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Тогда $M_{cr} = f_{ctd,ser} \cdot W = 1,5 \cdot 32,09 \cdot 10^6 = 48130000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 48,13 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Жесткость сечения с трещиной:

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 + \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)} =$$

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{9,3 \cdot 10^3 \cdot 2192 \cdot 10^6}{1 - 0,5 \left(\frac{48,13}{75} \right)^2 \left(1 - \frac{2192 \cdot 10^6}{6305 \cdot 10^6} \right)} = \frac{20385,6 \cdot 10^9}{0,866} = 23548 \cdot 10^9$$

Прогиб в середине пролета

$$a_{max} = \frac{5}{48} \cdot \frac{130 \cdot 10^6}{23548 \cdot 10^9} 5780^2 = 19,22 \text{ мм}$$

Допустим прогиб

$$a_{lim} = \frac{l}{250} l_{eff} = \frac{5780}{250} = 23,21 \text{ мм}$$

$$a_{max} = 19,22 \text{ мм} < a_{lim} = 23,21 \text{ мм}$$

Максимальный прогиб в середине пролета балки не превышает допустимый, т.е. проверка выполнена.

Ресми басылым

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА
МИНИСТРЛІГІНІҢ ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ
ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ
КОМИТЕТІ

**Қазақстан Республикасының
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

ҚР НТҚ 02-01-1.7-2013

**ҰЯШЫҚТЫ БЕТОННАН ЖАСАЛҒАН БЕТОН ЖӘНЕ
ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАР**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан**

НТП РК 02-01-1.7-2013

**БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ
ЯЧЕЙСТЫХ БЕТОНОВ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная