

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

ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ОТҚА ТӨЗІМДІЛІКТІ ЕСКЕРЕ ОТЫРЫП ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ ОГНЕСТОЙКОСТИ

ҚР НТҚ 02-01.2-2012
(ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011)
НТП РК 02-01.2-2012
(к СН РК EN 1992-1-2:2004/2011)

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
Министерства национальной экономики Республики Казахстан

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

1. **ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҒЗСТҚСИ» РМК, «ИННОБИЛД» ЖШС
2. **ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Құрылыс және тұрғын үй–коммуналдық шаруашылық істері агенттігінің Ғылыми–техникалық саясат және нормалау департаменті
3. **ҚАБЫЛДАНҒАН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН МЕРЗІМІ:** 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
4. **ЕНГІЗІЛДІ:** Алғашқы рет

ПРЕДИСЛОВИЕ

1. **РАЗРАБОТАН:** РГП «КазНИИССА», ТОО «ИННОБИЛД»
2. **ПРЕДСТАВЛЕН:** Департаментом научно–технической политики и нормирования Агентства Республики Казахстан по делам строительства и жилищно–коммунального хозяйства
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
4. **ВВЕДЕН:** Впервые

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

Кіріспе	V
1 Қолданылу саласы	1
2 Нормативтік сілтемелер.....	2
3 Алғышарттар.....	3
3.1 Жалпы ережелер.....	3
3.2 Көтергіш конструкцияларына арналған жалпы ережелер	4
3.3 Шектік күй бойынша есепке алудың негізгі ұстанымдары	5
3.4 Отқа төзімділікті есептеу әдістері	8
4 Терминдер мен анықтамалар	14
5 Белгілер, қысқартулар және өлшеу бірліктері	27
5.1 Латын алфавитінің бас әріптері	27
5.2 Латын алфавитінің кіші әріптері	28
5.3 Грек алфавитінің бас әріптері	30
5.4 Грек алфавитінің кіші әріптері.....	30
5.5 Индекстер.....	32
5.6 Өлшем бірлік	32
6 Әсер ету	32
6.1 Механикалық әсер ету	32
6.2 Температуралық әсер ету	44
7 Материалдардың сипаттамалары.....	49
7.1 Жалпы деректер.....	49
7.2 Бетонның сипаттамалары	50
7.3 Арматураның сипаттамалары	58
8 Жеңілдетілген есептеу әдістері.....	63
8.1 Жалпы мәліметтер.....	63
8.2 500 °C изотерма әдісі	64
8.3 Аймақтық әдіс.....	68
8.4 Екінші қатардағы теория бойынша әсер ету	71
9 Жалпы есептеу әдістері	80
10 Кестелік деректер	83
10.1 Қағидалар және ережелер.....	83
10.2 Бағаналар.....	86
10.3 Қабырғалар.....	91
10.4 Созылған элементтер	92
10.5 Арқалықтар	92
10.6 Плиталар.....	99
11 Конструктивті талаптар	111
11.1 Беріктігі жоғары бетон.....	111
11.2 Морт қирау.....	112
12 От сынақтары.....	114

А қосымшасы (ақпараттық) Температуралық пішіндер	117
Б қосымшасы (ақпараттық) Өрт кезінде бағаналардың орнықтылығын жоғалту	126
Библиография	139

КІРІСПЕ

Осы нормативтік-техникалық құрал «Қазақ ғылыми-зерттеу және жобалау-эксперименталдық сейсмикаға төзімді құрылыс пен сәулет институты» республикалық мемлекеттік кәсіпорны («ҚазҒЗСТҚСИ» РМК) дайындаған.

Осы нормативтік-техникалық құралда:

– ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 1-6-тарауларында берілген өз функцияларының орындалуын ескере отырып, отқа төзімділігін қамтамасыз етуді ескерумен темірбетон конструкцияларын жобалау қағидалары және ережелері;

– ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 1-6-тарауларында келтірілген қағидаларды және ережелерді дамытатын ережелер;

– жобалау тәжірибесінде ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 1-6-тараулары ережелерінің қолданылуын суреттейтін мысалдар келтірілді.

Осы нормативтік-техникалық құралды әзірлеу кезінде, ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 ережелерінен басқа, ескерілді:

– ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 –на Ұлттық қосымша ережелері;

– ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Құрылыстық жобалау негіздері» тиісті ережелері;

– ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 тиісті ережелері. «Көтергіш конструкцияларына әсер ету. 1-2-бөлім. Жалпы әсер ету. Өрт кезінде конструкцияларға әсер ету»;

– ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 тиісті ережелері. «Темірбетон конструкцияларды жобалау. 1-1-бөлім. Жалпы ереже және ғимараттар үшін ереже».

– ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 талаптарын толықтыратын және оларға қайшы келмейтін ғимараттардың, құрылыстардың, құрылыс конструкцияларының және материалдардың отқа төзімділігі теориясының кейбір жалпы танылған теориялары.

Осы нормативтік-техникалық құрал жобалық ұйымдардың инженерлік-техникалық қызметкерлері, ғылыми қызметкерлер, жобалау өнімінің тапсырыс берушілері, оқытушылар және жоғары оқу орындарының студенттері үшін арналған.

Қазақстан Республикасында ерікті түрде нормативті құжат ретінде қолдану үшін қолданысқа енгізіледі.

БЕЛГІ ҮШІН

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

**ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ОТҚА ТӨЗІМДІЛІКТІ ЕСКЕРЕ
ОТЫРЫП ЖОБАЛАУ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ
ОГНЕСТОЙКОСТИ**

Енгізілген күні 2015-07-01

1 ҚОЛДАНЫЛУ САЛАСЫ

«Темірбетон конструкцияларын отқа төзімділікті ескере отырып жобалау» нормативтік-техникалық құралы (әрі қарай – құрал) темірбетоннан ғимараттарды және азаматтық құрылыстарды жобалауға тарайды, өрт шыққан жағдайда конструкциялардың қауіпсіздігін қамтамасыз ету талаптарын және қағидаларын орнатады. Құралда ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 және ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 қағидаларына және ережелеріне сәйкес, өрттің әсер ету түрлері, өрт кезінде конструкциялардың көтергіш және қоршау қабілеттерін есептеу толық талданады және түсіндіріледі.

Әзірленген құрал ғимараттарда олардың мақсатына сәйкес келетін өрт жүктемелерімен қолданылатын, өрт кезінде келесі регламенттеуші функцияларды орындауы тиіс темірбетон конструкцияларға тарайды:

- конструкцияның мерзімінен бұрын бұзылуының алдын алу (көтергіш функциясы);
- белгіленген аймақтардың шегінен асатын өрттің (жалынның, өртену өнімдерінің, жылу ағынының) таралуын шектеу (қоршау функциясы).

Құрал тарамайды:

- тегіс арматураны қолданумен темірбетон конструкцияларға;
- ұсақ толтырмасыз бетонды, газбетонды, ерекше ауыр толтырмалы немесе болат қималардан тұратын бетонды қолданып орындалған темірбетон конструкцияларға (болаттемірбетон конструкциялар);
- сыртқы алдын ала кернеумен темірбетон конструкцияларға;
- қабық түріндегі темірбетон конструкцияларға;
- ғимараттардың және инженерлік құрылыстардың арнайы типтері үшін (мысалы, биік ғимараттар, жол өтпелері, көпірлер, плотиналар, қысымда тұрған сыйымдылықтар, жүзбелі бұрғылау платформалары немесе резервуарлар).

Осы құралда келтірілген әдістер қоса алғанда С90/105 дейін беріктік класындағы қалыпты бетон үшін алдын ала кернеуленбеген және алдын ала кернеуленген (механикалық немесе термиялық) ыстықтай тапталған, суық деформацияланған, термомеханикалық тұрғыда нығайтылған арматураны (сымдарды, арқандарды) пайдалана отырып қолданылады.

Ресми басылым

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы нормативтік-техникалық құралдарды қолдану үшін келесі сілтемелік нормативтік құжаттар қажет. Мерзімі белгіленген сілтемелер үшін сілтеме нормативтік құжаттың көрсетілген басылымы ғана қолданылады, мерзімі белгіленбеген сілтемелер үшін сілтеме құжаттың соңғы басылымы (оның барлық өзгерістерін қосқанда) қолданылады:

Қазақстан Республикасы Үкіметінің 2009 жылғы 16 қаңтардағы № 14 қаулысымен бекітілген «Өрт қауіпсіздігіне қойылатын жалпы талаптар» техникалық регламенті.

ҚР СТ 1.9–2007 Қазақстан Республикасында халықаралық, өңірлік және шетелдік мемлекеттердің ұлттық стандарттарын, стандарттау жөніндегі басқа нормативтік құжаттарды қолдану тәртібі.

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005 Күш түсетін конструкцияларды жобалаудың негіздері.

ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 Көтергіш конструкцияларына әсер ету. 1-1-бөлім. Үлес салмағы, ғимаратқа түсетін тұрақты және уақытша жүктемелер.

ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 Көтергіш конструкцияларына әсер ету. 1-2-бөлім. Жалпы әсер ету. Отқа төзімділігін анықтау үшін әсер ету.

ҚР ҚН EN 1991-1-3:2003/2011 Көтергіш конструкцияларына әсер ету. 1-3-бөлім. Жалпы әсер ету. Қар жүктемелері.

ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011 Көтергіш конструкцияларына әсер ету. 1-4-бөлім. Жалпы әсер ету. Желдің әсер етуі.

ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 Көтергіш конструкцияларына әсер ету. 1-7-бөлім. Жалпы әсер ету. Ерекше әсер ету.

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 Темірбетон конструкцияларын жобалау. 1-1-бөлім. Жалпы ереже және ғимараттар үшін ереже.

ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 Темірбетон конструкцияларын жобалау. 1-2-бөлім. Отқа төзімділігін анықтаудың жалпы ережесі.

ҚР ҚН EN 1993-1-2:2005/2011 Болат конструкцияларын жобалау. 1-2-бөлім. Отқа төзімділікті анықтаудың жалпы ережесі.

ҚР ҚН EN 1994-1-2:2005/2011 Болаттемірбетон конструкцияларын жобалау. 1-2-бөлім. Отқа төзімділігін анықтаудың жалпы ережесі.

ҚР СТ EN 10080 Темірбетон конструкцияларға арналған арматура. Пісірілген арматура. Жалпы ережелер.

ҚР СТ ИСО 9001-2009 Сапа менеджментінің жүйелері. Талаптар.

EN 1168* Precast concrete products. Hollow core slabs (Құрама темір бетон бұйымдар. Қуысты тақталар).

EN 10138* Кернелетін арматура (барлық бөлімдер).

Ескертпе – Осы нормативтік-техникалық құралдарды пайдаланған кезде жыл сайын құрылатын ақпараттық «Қазақстан Республикасының аумағында қолданыстағы сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілер тізімі», «Қазақстан

* ҚР СТ 1.9 сәйкес қолданылады

Республикасының стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттар көрсеткіші» және «Мемлекетаралық нормативтік құжаттар көрсеткіші» бойынша сілтеме құжаттардың әрекетін ағымдағы жылдағы жай-күйі бойынша тексеру мақсатқа сай. Егер сілтеме құжат ауыстырылған (өзгертілген) болса, онда осы нормативтерді пайдаланған кезде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу керек. Егер сілтеме құжат ауыстырусыз күші жойылған болса, онда сілтеме берілген ереже осы сілтемені қозғамайтын бөлікте қолданылады.

3 АЛҒЫ ШАРТТАР

3.1 Жалпы ережелер

3.1.1 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 және ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 және сәйкесінше, осы құралда берілген жобалау мақсаттарына келесі шарттарды орындаған кезде қол жеткізіледі:

- конструктивті сұлбаны таңдау және көтергіш конструкцияларын жобалау, соның ішінде өрттің есептік сценарийін таңдау техниканың заманға сай даму деңгейіне және жобалау тәжірибесіне сәйкес тәжірибелі, білікті мамандармен жүргізіледі (жүргізілді).

- құрылыс тиісті дайындыққа және тәжірибеге ие қызметкерлермен жүзеге асырылады (жүзеге асырылды);

- сапаны қадағалау және бақылау жобалау, дайындау және көтергіш конструкцияларын монтаждауды қосқанда, құрылыстың барлық кезеңдерінде орындалады (орындалды);

- құрылыс материалдарын және бұйымдарды қолдану осы құралдың талаптарына сәйкес немесе жұмыстар, материалдар және бұйымдар өндірісіндегі стандарттардың талаптарына сәйкес жүргізіледі (жүргізілді);

- көтергіш конструкциялары тиісті түрде ақаусыз күйде болып табылады (болып табылды);

- көтергіш конструкциялары жобалық құжаттамаға сәйкес қолданылады (қолданылды) (жобалауға техникалық тапсырмаға сәйкес).

Ескертпе – Келтірілген шарттар тиісті құжаттардың, мысалы, жобалауға/құрылысқа лицензиялардың (рұқсаттардың) болуымен расталады.

3.1.2 [ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 2.5(1) т.] Жобалау кезінде қабылданған талаптарға және алғышарттарға сәйкес келетін құрылыстарды салу үшін сапаны қамтамасыз ету бойынша тиісті шараларды жүргізу керек. Бұл шаралар мыналарды қамтиды:

- сенімділікке қойылатын талаптарды анықтау;
- ұйымдастыру шаралары;
- жобалау, жұмыстарды өндіру кезеңінде, пайдалану және техникалық қызмет көрсету үдерісінде бақылау.

ЕСКЕРТПЕ

1 Сапа менеджментін қамтамасыз ету бойынша шаралар үшін ҚР СТ ИСО 9001-2009 қолдануға жол беріледі.

2 Сапаны бақылау конструкциялардың дайындалу дәлдігін жоғарылатуға, кейбір жағдайларда қауіпсіздіктің нормативтік коэффициенттерін төмендетуге рұқсат береді.

3.2 Көтергіш конструкцияларына арналған жалпы ережелер

3.2.1 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 2.1(3)Р, ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 1.1.2(3)Р және 2.1.1(1)Р сәйкес темірбетон көтергіш конструкцияларын өрт кезінде талап етілетін уақыт аралығында өзінің көтергіш (қоршау) қабілетін сақтайтындай түрде жобалау және салу керек.

Ескертпе – «Өрт қауіпсіздігіне қойылатын жалпы талаптар» техникалық регламентіне (4 және 5 қосымша) сәйкес, өрт кезінде көтергіш (қоршау) қабілеті стандартты от әсерінің уақытында көрінетін отқа төзімділік шектерінің талап етілетін мәндеріне конструкциялардың сәйкестігімен қамтамасыз етіледі. Өрттің стандарттан ерекшеленетін температуралық режимдерінің (параметрлік немесе жалпы – ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (5.1.4(3)), ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (2.1.3) және ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (3.3)) әсерін ескере отырып конструкцияларды жобалауға жол беріледі, бұл жағдайда көтергіш қабілеті салқындау кезеңін қосқанда өрттің барлық ұзақтығында қамтамасыз етілуі тиіс (сонымен қатар ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (2.1.3(1)) қараңыз).

3.2.2 Өрт кезінде көтергіш қабілеті R қиманың төмендеуі (бұзылуы) және/немесе материалдар сипаттамаларының өзгеруі есебінен конструкцияға оттың әсер етуі кезінде қолданылатын құрылыстық конструкцияның көтергіш қабілетінің қоры (қалдығы) болып табылады (сонымен қатар ҚР ҚН EN 1992-1-2:2002/2011, 2.1.2(2) тармақты қараңыз). Стандартты от әсері үшін өрт кезіндегі көтергіш қабілеті сонымен қатар «отқа төзімділік шегі» деп аталуы және $R30$, $R60$, $R150$ және т.с.с. отқа төзімділіктің нормаланатын өлшемдері (шектік күйлері) туындағанға дейін уақытпен (минутпен) анықталуы мүмкін.

3.2.3 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011В, 2.1(4)Р сәйкес, өрт (жарылыс), соққы немесе механикалық істен шығу секілді оқиғалар туындаған жағдайда пропорциялы емес оқиғалар туындамайтындай етіп көтергіш конструкцияны жобалау және салу керек. Пропорциялы емес оқиғалар жеке өрт тәуекелінің нормаланатын мәнінің жоғарылауымен және олардың алдын алуға жұмсалатын шығындармен салыстырғанда салдарлардан экономикалық шығындардың жоғарылауымен анықталады (тәуекелді бағалау әдістеріне қатысты ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 қараңыз).

Өрт (жарылыс), соққы немесе механикалық істен шығу секілді оқиғалардың орын алу ықтималдығы төмендігін ескере отырып, олардың бір мезгілде жүзеге асуын ескермеуге жол беріледі.

3.2.4 Мүмкін болатын зақымдалуды тиісті шараларды жүргізумен шектеу немесе жою керек (ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 2.1(5)Р-т. сәйкес):

- көтергіш конструкцияның ұшырауы мүмкін қауіптердің алдын алу, болдырмау немесе төмендету (конструкциялардың жанында жанғыш заттарды және материалдарды азайту (болдырмау) немесе өрттің туындау ықтималдығын төмендету);

- ықтимал қауіптерге қабілеттілігі төмен көтергіш жүйе түрін қолдану (мысалы, мүмкін болған жерде тас конструкцияларды - өртке қабілеті төмен материалдарды қолдану);

– конструкцияның жекелеген элементі немесе көтергіш элементтің шектеулі бөлігі зақымдалу салдарынан істен шығуы барлық көтергіш конструкциясының толық істен шығуына әкелмейтіндей түрде көтергіш жүйені қолдану және оны құрылыстық атқару (көлденең қималарда пластикалық топсалардың туындауы салдарынан статикалық анықталатын элементтерге өту кезінде әрекет етуші жүктемелерді қабылдауға қабілетті статикалық анықталмайтын элементтерді қолдану);

– қиратыла бастаудың алдын ала көріністерінсіз қатардан толығымен шығуы мүмкін көтергіш жүйелерді мүмкіндігінше болдырмау (бетон бойынша морт қираудан сақтанып, арматурадағы ағушылықтың шегі туындағанда «бірқалыпты» қирау мүмкіндігімен жобалау);

– көтергіш элементтердің сенімді қосылысы.

3.2.5 Егер жарылыс ықтималдығы өмір сүретін болса, көтергіш конструкцияның ұшырауы мүмкін қауіптердің алдын алу, болдырмау немесе төмендету ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011, 5.2(1)-т. сәйкес келесі шараларды қолданумен қол жеткізіледі:

– орын-жайда айналымдағы шаңның, газдың немесе будың массасын шектеу немесе болдырмау;

– ауадағы шаңның, газдың немесе будың пайыздық мөлшерін тұтанудың шоғырландырылған шектерінен төмен төмендету;

– өртену көзін болдырмау немесе шектеу;

– жарылыстың әсеріне тұрақты қоршаулардың өлшемін, формасын және беріктігін жобалау;

– қысымды түсіру үшін клапандарды және ойықтарды қолдану.

Ескертпе – ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 2.2(2)-т. сәйкес көрсетілген тәуекелдер жалпы қауіпсіздік тұжырымдамасын құрған кезде ескерілуі тиіс.

3.3 Шектік күй бойынша есепке алудың негізгі қағидалары

3.3.1 Көтергіш конструкцияларын жобалау жобалық шешімдердің параметрлерін есептік әсерлердің параметрлерімен салыстыру арқылы жүреді (есептік жағдай – осы құралдың 3.3.5-т. қараңыз). Әсер ету үшін (соның ішінде өрт үшін) тиісті есептік мәндерді, құрылыс материалдарының көрсеткіштерін немесе конструкция элементтерінің және бұйымдарының көрсеткіштерін, сонымен қатар осы модельдерде геометриялық өлшемдерді қолданған кезде шектік күйдің жоғарылауы орын алмайтындығын есептеумен растау керек (ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 3.5(2)Р.). Көрсетілген параметрлердің маңыздылығына байланысты аумалы шектік күй (көтергіш қабілеті бойынша шектік күй) және пайдаланушылық жарамдылығы бойынша шектік күй бойынша талаптарды ерекшелейді (ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 3.1(1) Р т.).

Ескертпе

1 Көрсетілген талаптар басымдылықпен қалыпты пайдалану шарттары үшін әзірленген. Алайда олар сонымен қатар өрт кезінде көтергіш қабілетті бағалау үшін пайдаланылады. Отқа төзімділік тұрғысынан көтергіш қабілеті R әдетте көтергіш қабілетінің шектік күйіне қойылатын талаптар бойынша бағаланады

(шектік күйлердің 1-тобы), алайда әсер ету параметрлері және материалдардың сипаттамалары пайдаланушылық жарамдылықтың шектік күйі үшін басымдылықпен қабылданады (шектік күйлердің 2-тобы). Кейбір жағдайларда (мысалы, сертификациялық оттық сынақтарда) өрт кезіндегі көтергіш қабілетін бағалау пайдаланушылық жарамдылықтың шектік күйіне ұқсастығы бойынша – конструкцияның шектік өзгерісін өлшеу арқылы (сонымен қатар ҚР ҚН EN 1992-1-2:2002/2011, 2.1.1(3)Р қараңыз).

2 Кеңестік нормативтік құжаттарда және олардың ізбасарларында «отқа төзімділік бойынша шектік күй» (R , E , I белгілеулерінің жалпы атауы ретінде) ұғымы кеңінен қолданылады. Еурокодтардың (соның ішінде осы құралдың) аясында осы ұғымдар функция ретінде анықталған: R – конструкцияның көтергіш қабілетінің функциясы (салынған күшті немесе өрттің әсер ету уақыты бойынша мерзімді қабылдау қабілеті); EI – отқа кедергі болу қабілеті функциясы (конструкция қалыңдығының конструкцияның қызбайтын жағынан материалдардың тұтануы үшін жеткілікті өрттің әсер ету уақытына тәуелділігі). Сондықтан осы құралда «шектік күй» ұғымы көтергіш қабілетін бағалауға қойылатын талаптарды белгілеу үшін ғана пайдаланылады (өрт кезінде).

3.3.2 Шектік күй түрі көтергіш конструкцияның моделін негіздеу немесе таңдау кезінде анықтаушы болып табылады (Сонымен қатар осы құралдың 3.3.8-тармағын қараңыз). ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (3.3(1)Р) сәйкес, өрт кезінде көтергіш конструкциялары апаттарының алдын алу есебінен адамдардың және құрылыстардың қауіпсіздігін қамтамасыз ететін шектік күйлер ауыспалы шектік күйлер (көтергіш қабілет бойынша шектік күйлер) ретінде жіктеледі. Қалыпты пайдалану шарттарында көтергіш конструкцияның немесе оның бөлшектерінің бірінің функциясын немесе пайдаланушылардың жақсы көңіл-күйін немесе құрылымның сыртқы түрін қамтамасыз ететін шектік күйлерді ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 3.4(1)Р-т. сәйкес пайдаланушылық жарамдылық бойынша шектік күйлер ретінде жіктейді.

Ескертпе

1 Пайдаланушылық жарамдылыққа байланысты «сыртқы түр» ретінде үлкен бүгілістерді және жол берілмейтін сызат түзілуді түсіну керек.

2 Отқа төзімділікті бағалау кезінде пайдаланушылық жарамдылыққа қойылатын талаптарға негізделген әдістерді пайдалануға жол беріледі (шектік өзгерістер). Осындай қатынас отқа төзімділікті бағалау бойынша сертификатталған от сынақтарында артықшылықпен пайдаланылады.

3.3.3 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (3.3(4)Р) сәйкес апаттық есептік жағдай (өрт) үшін ауыспалы шектік күйлерге (көтергіш қабілеті бойынша шектік күйлерге) жатқызылады:

а) қатты жүйе ретінде қарастырылатын көтергіш конструкцияның (оның бөлігінің) орнықтылығын жоғалту;

б) конструкцияның (оның бөлігінің) шектен тыс өзгерісі немесе кинематикалық күйге, қирау немесе тұрақсыз қалыпқа өтуі себепті істен шығуы.

Ескертпе

1 Шектен тыс өзгеріс себепті істен шығу механикалық тұрақтылықты жоғалтумен байланысты істен шығу ретінде қарастырылады. Бұл әдетте нәзік топсаның түзілуінде және конструкцияның (статикалық анықталатын) кинематикалық күйге – қирауға ауысуында көрінеді.

2 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (3.4(2)Р) сәйкес, пайдаланушылық жарамдылыққа жататын шектік күйлер қайтымды және қайтымсыз болуы мүмкін. Қайтымсыз шектік күйлер осы құралдың аясынан шығады және осындай ұғымға оттан сақтанушылық - өрттен кейін өзінің функциясын сақтау қабілеті секілді ұғымға жатады.

3.3.4 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 3.4(3) тармағына сәйкес апаттық есептік жағдай (өрт) үшін пайдаланушылық жарамдылықтың шектік күйлеріне жатады:

а) көтергіш конструкцияның функциясына әсер ететін немесе конструкцияның оттан қорғайтын қаптамаларының, жабындарының немесе көтергіш емес оттан қорғаушы элементтерінің функцияларына әсер ететін өзгерістер және ауысулар;

б) көтергіш конструкцияның функционалды қабілетіне шамамен теріс әсер ететін зақымдаулар.

Ескертпе – Егер қоршау конструкциялары үшін қолданылатын қорғау тәсілдері немесе жобалау өлшемдері талап ететін болса, көтергіш конструкцияның өзгерісін есептеу жүреді. Көтергіш конструкциясының өзгерісін есепке алу келесі жағдайларда талап етілмейді:

- қорғау тәсілдерінің тиімділігі осы құралға сәйкес анықталды;
- қоршау конструкциялары өрт кезіндегі номиналды әсерлерді ескере отырып жобаланған.

3.3.5 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.4.1(1)P) сәйкес өрттің апаттық есептік жағдайын ескерумен құрылыстарды жобалау кезінде келесі ауыспалы шектік күйлерді тексеру қажет:

а) EQU: құрылыстың немесе қатты дене ретінде қарастырылатын оның кез келген бөлігінің статикалық тепе-теңдігін жоғалтуы, ол үшін:

- біркелкі тұрақты әсерлердің кеңістікті таралуы немесе мәндерінің елеусіз өзгерісі маңызды болып табылады; және
- материалдар конструкцияларының немесе негіздерінің беріктігі әдетте анықтаушы болып табылмайды;

б) STR: құрылыс материалдарының және негіздерінің беріктігі анықтаушы болып табылатын, іргетастарды, көтергіштерді, жертөлелердің қабырғаларын және т.б. қосқанда, құрылымның немесе оның конструктивті элементтерінің шектен тыс өзгерісі нәтижесінде немесе ішкі себеп бойынша істен шығуы.

3.3.6 Әсер ету параметрлерінің жиынтығын (өрт жағдайында – бір мезгілде жылулық және механикалық) есептік жағдай деп атау қабылданған. ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 3.2(2)P-т. сәйкес, тұрақты, өтпелі, апаттық және сейсмикалық апаттық жағдайларды ерекшелейді.

Ескертпе

1 ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 2.1(3)P-т. сәйкес өрт апаттық есептік жағдайларға (апаттық әсерлерге) жатады.

2 Отқа төзімділікті бағалау осылайша апаттық есептік жағдай үшін қабылданған әсерлердің және материалдардың сипаттамаларын ескерумен ауыспалы шектік күйлер (кейбір жағдайларда – пайдаланушылық жарамдылықтың шектік күйлері) бойынша көтергіш қабілетті бағалауға жатқызылады.

3.3.7 Апаттық есептік жағдай (өрт) кезінде көтергіш қабілетінің есептеулерінде, ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 3.5(4)-т. сәйкес, жеке қауіпсіздік коэффициенттерін қолдану керек. Жеке қауіпсіздік коэффициенттері геометриялық ауытқулардан және өндірістің деңгейінен және бақылаудан шығара келе материалдардың сипаттамаларындағы немесе әсерлердің мәндеріндегі ықтимал ауытқуларды ескереді.

Ескертпе

1 Өрт – жеткілікті түрде сирек кездесетін оқиға екендігін ескере отырып, өрт кезінде көтергіш қабілетін есептеу үшін жеке қауіпсіздік коэффициенттері 1,0-ге тең болып қабылданады.

2 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, А.1(1)-т. өндіріс деңгейін және бақылауды және геометриялық ауытқуларды бағалау ENV 13670 сәйкес жүргізілуі тиіс.

3.3.8 [ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 3.1(2)-т.] Егер қолда бар деректер өткізіп жіберілген тексеру жүргізілген есептеулермен қанағаттандырылатындығын көрсететін болса, шектік күйлердің бірі бойынша есептеулерді жүргізбеуге жол беріледі.

Ескертпе – Аралықты бойлай бүгілетін тұрақты қима конструкцияларының көпшілігінің көтергіш қабілеті ең жоғары иілу моментіне орташа қиманың кедергісімен анықталады. Барлық қалған қималардың кедергісін бағалау жүргізілмеуі мүмкін.

3.3.9 [ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 3.5(1)Р-т.] Шектік күйлер бойынша есепті қарастырылатын шектік күймен сәйкес келетін құрылыстардың және әсерлердің есептік модельдерінің көмегімен орындау керек.

Ескертпе

1 Әсер ету (есептік жағдай) ретінде отқа төзімділікті бағалау аясында сондай-ақ өрттің жылу әсері түсініледі. Бұл жағдайда модель ретінде ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (3-тарау) (осы құралдың 6.2 қосымша бөлімі) сәйкес температуралық-уақыттық тәуелділік түрлерінің бірі әрекет етеді.

2 Құрылымның (конструкцияның) есептік моделі ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5- тарау) талаптарына сәйкес болуы тиіс.

3.3.10 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 3.5(9)-т. сәйкес, көтергіш конструкцияның және әсерлердің модельдері әрекет етуші физикалық модельдер немесе виртуалды (компьютерлік) математикалық модельдер болуы мүмкін. Шектік шарттарды олар құрылымның іс жүзіндегі жұмыс шарттарына сәйкес келетіндей түрде қолдану керек.

3.3.11 Қолданылатын есептік жағдайлар үшін жүктемелердің есептік комбинацияларын (ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.4.3) немесе осы құралдың 6-тарауының талаптарына сәйкес) анықтау керек (өрттің есептік әсері – осы құралдың 6.2-т. қараңыз). Есептерді барлық негізгі есептік жағдайлар және жүктеменің есептік жағдайлары үшін жүргізу керек.

Ескертпе – Негізгі есептік жағдайлардың барлық түрлері үшін отқа төзімділікті бағалау аясында әдетте ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 3.2 –т. және осы құралдың 6.33-тармағына сәйкес, от әсерінің тек бір түрі таңдап алынады. Негізгі есептік жағдайлардың түрлері күш әсерлерін салу нұсқаларымен ғана ерекшеленеді.

3.4 Отқа төзімділікті есептеу әдістері

3.4.1 Отқа төзімділік бойынша талаптарға көтергіш конструкцияның сәйкестігі барлық көтергіш конструкцияның, көтергіш конструкцияның учаскелерін немесе оның элементтерін талдау негізінде кестелік, есептік немесе тәжірибелік деректерді қолданумен талдау негізінде жүзеге асырылуы тиіс.

3.4.2 1-суретке, ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 4.1(1)Р сәйкес, отқа төзімділікті есептеудің келесі әдістері қолданылады:

- танылған жобалық шешімдерге сәйкес конструкциялау (кестелік деректер немесе сынақ нәтижелері) (9- тарауын қараңыз);
- орнатылған типтегі конструкциялар үшін есептеудің жеңілдетілген әдістері (осы құралдың 7- тарауын қараңыз);
- конструкциялардың, конструктивті жүйе бөліктерінің немесе жалпы алғанда конструктивті жүйенің жұмысын имитациялауға арналған есептеудің жалпы әдістері (осы құралдың 8- тарауын қараңыз).

Ескертпе – Есептеу әдістерін пайдаланған кезде осы ұғралдың 10- тарауына сәйкес конструктивті талаптарды қамтамасыз ету қажет.

3.4.3 Отқа төзімділікті есептеу әдістерін қолдану аймағы өрттің есептік әсер ету типімен және есептік сұлбаның күрделілігімен шектелген. Номиналды және параметрлік температуралық режимдерді ерекшелейді (осы құралдың 6.2 қараңыз). Есептік сұлбаның күрделілігі конструкцияның немесе оның элементтерінің қиысу орындарында шектік шарттармен шартталған. ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 сәйкес (1-сурет) есептеулер үшін қабылдайды:

- жекелеген (құралатын, еркін сүйелмелі) конструкциялар;
- конструктивті жүйе бөлігі (тұтасқұймалы, құрама тұтасқұймалы, статикалық анықталмайтын) конструкциялар;
- жалпы алғанда конструктивті жүйе (ғимараттың қаңқасы).

Ескертпе – Өрттің номиналды температуралық режимдері (стандартты температуралық режим) белгілеуші сипаттағы нормативтік тәжірибеде басымдылықпен пайдаланылады (prescriptive design). Мақсатты жобалаудың әлдеқайда заманауи, нормативтік тәжірибесі (performance-based design) нақты жағдайға әлдеқайда жақындатылған, физикалық негізделген параметрлік температуралық режимді пайдалануды шамалайды.

3.4.4 Осы құралдың 3.4.3-тармағына сәйкес жекелеген конструкциялар үшін:

- а) осы құралдың 3.4.2-тармағына сәйкес есептеулердің барлық әдістері қолданылады;
- б) конструкцияның бойлық осіне қалыпты қимада температуралық градиенттердің салдарынан температуралық өзгерістердің нәтижелері ғана ескеріледі. Осы тік немесе жазықтық температуралық кеңею нәтижелерін елемеуге болады;
- в) $t = 0$ моментінде қабылданған тіректердегі және конструкциялардың шеттеріндегі шекаралық шарттарды өрт кезінде өзгеріссіз деп саналады.

3.4.5 Осы құралдың 3.4.3-тармағына сәйкес конструктивті жүйе бөлігі үшін:

- а) осы құралдың 3.4.2-тармағына сәйкес жеңілдетілген (өрттің номиналды және параметрлік тәртібі үшін) немесе жалпы (өрттің параметрлік тәртібі үшін) есептеу әдістері қолданылады;

б) көтергішдің реакциясы, ішкі күштер және конструктивті жүйе бөлігінің шеттеріндегі моменттер қалыпты температура кезінде конструкциялардың талдауынан қабылдануы мүмкін;

в) Конструктивті жүйені бөліктерге бөлу ықтимал температуралық кеңеюлерді және өзгерістерді олардың өзара әрекеттесуін уақытқа тәуелді емес өрттің ұзақтығы бойынша шектік шарттардың және сүйемелдеу сұлбасының көмегімен бағалауға болатындай түрде талдау негізінде жүреді;

г) өрт кезінде талданатын конструктивті жүйенің бөлігін есептеу қабылданған бұзылу сұлбасының негіздемесін, қызу температурасына, конструкцияның қаттылығына, температуралық кеңеюлердің және өзгерістердің (өрттің тікелей емес әсері) нәтижелеріне байланысты материалдардың сипаттамаларын қамтуы тиіс;

д) $t = 0$ уақыт моментінде қабылданған конструктивті жүйе бөлігінің шеттеріндегі моменттер және күштер, тіректердегі шектік шарттар өрт кезінде өзгеріссіз болып саналады.

3.4.6 осы құралдың 3.4.3-тармағына сәйкес жалпы алғанда конструктивті жүйе (ғимарат) үшін:

а) осы құралдың 3.4.2-тармағына сәйкес есептеудің жалпы әдістері қолданылады;

б) өрт кезінде конструктивті жүйенің жалпы талдауы бұзылудың қабылданған сұлбасының негіздемесін, қызу температурасына, конструкциялардың қаттылығына, температуралық кеңеюлердің және өзгерістердің (өрттің тікелей емес әсері) нәтижелеріне байланысты материалдардың сипаттамаларын қамтуы тиіс.

3.4.7 ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 2.1(1)-т. сәйкес, отқа төзімділікті есептеу келесі кезеңдерді қамтиды:

- өрттің ықтимал есептік сценарийлерін таңдау;
- сәйкес есептік өрттерді анықтау;
- конструкциялардағы температураның жоғарылау есебі (жылу техникалық есептеу);
- өрт кезінде конструкциялардың механикалық сипаттамаларының есебі (статикалық есептеу).

Ескертпе – Егер стандартты өрт пайдаланылатын болса, өрттің есептік сценарийлерін таңдау және есептік өртті анықтау көп жағдайда жүргізілмейді.

3.4.8 [ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 2.1(2)-т.] Отқа төзімділікті есептеу жылу техникалық және статикалық есептеу үшін әсерлерді пайдалануды қамтиды.

3.4.9 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 6.4.3.3(4)-т. сәйкес, өрт кезінде көтергіш конструкцияның әрекетін өрт кезіндегі термиялық әсердің жанама әсерлерімен бірге есептеу керек. Өрттің жанама әсерлерінің есептік мәндері $A_{ind,d}$ болып белгіленеді және материалдардың жылу техникалық және механикалық сипаттамаларының есептік мәндерінің және өрттің тиісті әсерінің негізінде анықталады. ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 4.1(2)-т. сәйкес жанама әсерлер қамтиды:

– конструкцияның өзінің шектеулі температуралық кеңеюі (мысалы, қатты қабырғаларымен көп қабатты қаңқалы конструктивті жүйелер бағаналары);

– статикалық анықталмаған конструкциялардағы ерекшеленетін температуралық кеңею (мысалы, кесікті емес жабу тақталары);

- ішкі кернеулерді шақыратын көлденең қималардағы температуралық градиенттер;
- түйіспе конструкциялардың температуралық кеңеюі (мысалы, жабынның кеңеюі салдарынан бағанның жоғарғы бөлігінің жылжуы немесе қосылған арқандардың кеңеюі);
- өрт бөлімінің шегінен тыс басқа конструкцияларға әсер ететін конструкциялардың температуралық кеңеюі.

Ескертпе – ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 4.1(4)-т. сәйкес, жанама әсерлер өрттің стандартты температуралық режимін пайдаланған кезде ескерілмеуі мүмкін.

3.4.10 ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 2.2(3)-т. сәйкес, жүктемеге және уақытқа тәуелді конструкция сипаттамалары апаттық жағдайдың алдындағы моментте ескерілмеуі тиіс.

Ескертпе – Бұл ең алдымен материалдардың жылжығыштығы және қажуы ұғымдарына қатысты.

3.4.11 Өрт секциясындағы (бөліміндегі) есептік өрттің әрбір сценарийі үшін есептік өрт осы құралдың 6.2 деректеріне сәйкес бағалануы тиіс. Егер конструкциялар үшін ұлттық нормалар (осы құралдың 3.2.1-тармағына Ескертпе –ні қараңыз) отқа төзімділік бойынша талаптарды (уақыт мәндерінде отқа төзімділік шегі) орнататын болса, онда ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 2.3(3)-т. сәйкес есептік ретінде өрттің стандартты температуралық тәртібі қабылданады.

3.4.12 ҚР ҚН 91-1-2:2002/2011, 2.4(1)Р сәйкес жекелеген конструкцияның жылу техникалық есептеуін орындау кезінде оған қатысты есептік өрттің қалпы көрсетілуі тиіс.

3.4.13 [ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 2.4(4)-т.] Таңдап алынған есептік өртке байланысты жылу техникалық есептің келесі әдістері пайдаланылады:

- номиналды (стандартты) температуралық режимді пайдаланған кезде жекелеген конструкцияның жылу техникалық есебі салқындау фазасын ескерусіз белгіленген уақыт кезеңі үшін жүргізіледі;

- өртті моделдеу кезінде жекелеген конструкцияның жылу техникалық есебі салқындау фазасын қосқанда, өрттің толық ұзақтығы үшін жүргізіледі.

3.4.14 ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 2.5(1)Р сәйкес статикалық және жылу техникалық есептеу оттың әсер ету уақытының аталмыш бір мәні үшін бірге жүргізілуі тиіс.

3.4.15 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 5.1.4(5)-т. сәйкес, есептеуді жеңілдету үшін жол беріледі:

- конструкция элементтерінің қимасы және бойлығы бойынша температуралардың құбылуымен немесе температураның бойынша қима немесе біркелкі бөлінуін қабылдау;

- барлық көтергіш конструкцияның басқа элементтерімен өзара әрекеттескенде немесе жеке өрттің әсер етуі кезінде конструкцияның жеке элементтерін зерттеуді жүргізу (сонымен қатар ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 1-суретті қараңыз).

Жоғары температура кезінде конструкция элементтерінің әрекетін линиялық емес ретінде қабылдау керек.

3.4.16 ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 2.4.1(6)Р сәйкес, жобалау және есептеу сынақтармен немесе сынақтар мен есептеулердің комбинациясымен үйлестіріліп жүргізуге болады.

Ескертпе – Сынақтар келесі жағдайларда қажет болуы мүмкін:

- сәйкес модельдер болмағанда;
- материалдардың сипаттамалары сәйкес келмегенде немесе болмағанда;
- конструкциялардың типтік элементтерін қолданған кезде;
- жобалау кезінде жол берулерді тексеру қажет болғанда.

3.4.17 Сынақтарды нәтижелері қолданылатын есептік жағдайдың талап етілетін сенімділігімен расталатындай түрде жүргізу керек. Бұл жағдайда ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 5.2(2)Р сәйкес сынақтардың шектеулі санының салдарынан статистикалық қателіктерді ескеру қажет.

Ескертпе – Соған қарамастан, ISO 834-1 және ISO 834-3 деректеріне сәйкес, толық масштабты конструкцияның отқа төзімділігін бағалау үшін 1-ден 3 дейінгі үлгілер талап етіледі.

3.4.18 ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011, 2.5(2)-т. сәйкес отқа төзімділік ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (2.1)-(2.3) Формулалары бойынша келесі шарттарды орындаумен расталады:

– уақыт параметрлерінде

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ}; \quad (3.1)$$

– беріктік параметрлерінде

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t}; \quad (3.2)$$

– температуралық параметрлерде

$$\theta_d < \theta_{cr,d}, \quad (3.3)$$

мұнда $t_{fi,d}$ – отқа төзімділіктің есептік шегі;

$t_{fi,requ}$ – отқа төзімділіктің талап етілетін шегі;

$R_{fi,d,t}$ – t уақыт моментіндегі өрт кезінде элементтің есептік кедергісі;

$E_{fi,d,t}$ – t уақыт моментіндегі өрт кезінде әсердің есептік нәтижесі;

θ_d – материалдың есептік температурасы;

$\theta_{cr,d}$ – материалдың есептік ауыспалы температурасы.

3.4.19 Тоғыспаларды қосқанда, өрт секцияларының (бөлімдерінің) қоршауын қалыптастыратын темірбетон (бетон) конструкциялар (өртке қарсы қабырғалардың және аралық қабырғалардың рөлін орындайтын), өрт кезінде регламенттелетін әсерлердің нормаланатын ұзақтығы барысында олардың қоршау қабілетін сақтайтындай түрде

жобалануы және дайындалуы тиіс. ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 2.1.1(2)Р сәйкес, бұл келесімен қамтамасыз етіледі:

- E тұтастық жоғалмайды;
- I жылу оқшаулағыш қабілетті жоғалту жүрмейді;
- жылытылмайтын беттен жылулық сәулелендіру шектелген.

3.4.20 Өрт жағдайындағы рөлдеріне байланысты құрылыстық конструкциялар (элементтер) үшін R , E және I - өрт кезінде функциялардың белгілі бір жинағы орнатылады:

- қоршау конструкциялары үшін: E шектеуші функциясы және егер талап етілетін болса, I жылу оқшаулағыш қабілет;
- көтергіш конструкциялары үшін: R көтергіш қабілетінің функциясы;
- қоршау және көтергіш конструкциялары үшін: R , E көтергіш және қоршау қабілетінің функциясы және егер талап етілетін болса, I жылу оқшаулағыш қабілет функциясы.

Ескертпе – Егер стандартты өрттің нормаланған ұзақтығы барысында қызбайтын беттің температурасы орташа есеппен 140°C -тан аспайтын болып жоғарыласса және осы беттің кез келген нүктесінде 180°C -тан аспайтын болса, өрттің номинал (стандартты) тәртібі үшін I жылу оқшаулағыш қабілет функциясының шектік мәніне сәйкес келетін отқа төзімділік шегі қамтамасыз етілген болып саналады (20°C қоршаған ортаның бастапқы температурасына қатысты).

Өрттің параметрлік тәртібі үшін:

- Орын-жайдағы ортаның (газдардың) ең жоғары температурасына жеткен моментке дейін қызу фазасы кезінде қызбайтын беттің температурасы орташа есеппен 140°C -қа аспай жоғарылайды, осы беттің кез келген нүктесінде - 180°C -тан аспайды;
- сөну фазасы кезінде жылытылмайтын беттің температурасы орташа есеппен 200°C -тан аспайтындай жоғарылайды, осы беттің кез келген нүктесінде 240°C -тан аспайтындай жоғарылайды.

3.4.21 Барлық құрылыстық темірбетон конструкциялар үшін өртке қарсы жобалау белгіленген тәртіпте бекітілген өрт қауіпсіздігі саласындағы нормативтік құжаттардың және ҚР аумағында қолдануға рұқсат етілген ұлттық, мемлекетаралық, халықаралық стандарттардың талаптарына сәйкес келетін отқа төзімділікке жүргізілген сынақтардың нәтижелері бойынша ғана негізделуі тиіс.

3.4.22 От сынақтарынан өткен, формасы, материалдары және конструктивті атқарылуы бойынша ұқсайтын құрылыстық темірбетон конструкциялардың отқа төзімділік шектерін (отқа төзімділік бойынша шектік күйлер) отқа төзімділікке сынақ нәтижелерін ескерусіз жобалауға балама ретінде есептік-талдау әдістерімен анықтауға жол беріледі.

3.4.23 Жобалау кезінде құрылыстық конструкциялардың отқа төзімділігін отпен сынаудың және есептік-аналитикалық әдістердің нәтижелерін қолдануға жол беріледі.

Мысалы

1 (3.4.12) Арқалықтар үшін өрттің үш жақтан әсері тән болып табылады, түйіспе қабырғалардың және аралық қабырғалардың орналасуына байланысты бағандар үшін – бір-, екі-, үш- және төрт жақтан әсері тән болып табылады. Қабырғалар үшін өрттің біржақты әсері әлдеқайда қауіпті болып табылады. Тақталар үшін өрттің біржақты әсері әлдеқайда тән болып табылады.

2- (3.4.18) темірбетон конструкциялар үшін келтірілген үш шарттар бір мезгілде қолданылуы мүмкін. Мысалы, темірбетон бағана үшін отқа төзімділіктің талап етілетін шегі R_{60} құрайды. Отқа төзімділіктің іс жүзіндегі шегі (есеп бойынша) көрсетілген мәннен кем еместі құрауы тиіс, мысалы, R_{90} . Бұл (3.1) Формулаға сәйкес келетіндігі анық. Сонымен бірге, есептеуді жеңілдету мақсатында сонымен қатар (3.3) Формуланы пайдалану және стандартты от әсерінің берілген уақытына ғана (60 минут) бағананың беріктігін бағалау ыңғайлы. Темірбетон конструкциялар үшін өрт кезіндегі беріктікті ауыспалы температура әдісімен бағалау ыңғайлы (көп жағдайда – 500°C). Егер арматура берілген уақыт моментіне қарай (60 минут) ауыспалы температураға дейін қызбаса, бірінен соң бірі (3.3), (3.2) және (3.1) Формула орындалатындығы анық.

4 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы құралда тиісті анықтамалармен келесі терминдер қолданылады:

4.1 Құрылыс (structure): Салынып жатқан немесе құрылыс жұмыстарының нәтижесі болып табылатынның барлығы (жерүсті және (немесе) жерасты типтегі құрылыс жүйесі, оның құрамына функционалдық тағайындалуына байланысты адамдардың болуына немесе тұруына және технологиялық үдерістерді орналастыруға арналған орын-жайлар кіреді).

Ескертпе – Бұл термин ғимараттарды, сонымен қатар инженерлік құрылыстарды білдіреді. Термин конструктивті (көтергіш), конструктивті емес (тірегіш емес), сонымен қатар геотехникалық элементтерді (іргетасты) қамтитын аяқталған құрылысқа қатысты.

4.2 Ғимараттың немесе инженерлік құрылыстың типі (type of building or civil engineering works): Ғимараттың немесе құрылыстың функционалды мақсатынан шығара келе анықталады, мысалы, тұрғын үй, тірек қабырға, өнеркәсіптік ғимарат, жол көпірі.

Ескертпе – құрылыстың түрі конструкцияға күштік және температуралық (өрттік) әсерлерді, соның ішінде қосымша есептеулерсіз коэффициенттерді анықтау үшін пайдаланылуы мүмкін.

4.3 Конструкция типі (type of construction): Конструкцияны дайындау үшін қолданылатын материалдардың түрінен шығара келе анықталады, мысалы, темірбетон конструкция, болат конструкция, ағаш конструкция, тас конструкция, болат бетон құрамдас конструкция.

Ескертпе – Осы құралда тек темірбетон конструкциялар ғана қарастырылады.

4.4 Құрылыс әдісі (method of construction): Құрылысты салу тәсілі, мысалы, тұтас құймалы бетоннан, зауыттық әзірлемедегі конструкциядан, кантилеверлі (көпірлерді салу кезінде қолданылады).

Ескертпе – Конструкцияларды салу тәсілі көп жағдайда олардың есептік сұлбасын анықтайды (модель): зауыттық әзірлемедегі конструкциялар негізінен топсалы бекітілген элементтер болып табылады, мысалы, еркін сүйелмелі такталар; тұтасқұймалы (немесе құрама тұтас құймалы) конструкциялар негізінен көп рет статикалық анықталмайтын конструкциялармен танытылған.

4.5 Құрылыс материалы (construction material): Құрылыс үшін қолданылатын материал, мысалы, бетон, болат, ағаш, кірпіш.

4.6 Конструкция (құрылыс) (structure): Жүктемелерді қабылдау және барабар қаттылықты қамтамасыз ету үшін арналған өзара байланысты конструктивті элементтердің қарастырылған комбинациясы.

4.7 Конструктивті элемент (structural member): 1. Конструкцияның физикалық ерекшеленетін бөлігі, мысалы, бағана, арқалық, тақта, іргетасты қада. 2. Байланыстырғышты қосқанда, конструктивті жүйенің көтергіш элементі.

4.8 Жеке конструкция (member): Шектік шарттарды және сүйемелдеу сұлбасын ескере отырып жеке қарастыруға болатын конструктивті жүйенің негізгі элементі (мысалы, арқалық, бағана, сонымен қатар ферма және т.б. секілді құрама конструкциялар).

4.9 Көтергіш құрылыс бұйымы (structural element): Көтергіш құрылыстық бұйымдарға іргетас, бағана, көпірлерде – көтергіш, жол полотносының тақтасы және көтергіш элементтер, мысалы, арқандар.

4.10 Көтергіш емес құрылыс бұйымы (non structural element): Көтергіш емес құрылыс бұйымдарына жол жабындарын және қаптамаларды қосқанда, тірегіш бұйыммен қосылатын қосымша өңдеулер, жабындар және қаптамалар, сонымен қатар көтергіш бұйыммен стационарлы қосылатын жабдықтар және механикалық құрылғылар жатады.

4.11 Арақабырға (partition): Көтергіш емес қабырға.

4.12 Уақытша арақабырға (movable partition): Жылжытуға, басқа орынға орнатуға немесе демонтаждауға болатын көтергіш емес қабырға.

4.13 Құрылыстың конструктивті формасы (form of structure): Конструктивті элементтердің орналасуымен анықталады.

Ескертпе – Құрылыстардың конструктивті формалары – бұл, мысалы, жақтаулар, аспалы көпірлер.

4.14 Конструктивті жүйенің бөлігі (part of structure): Сәйкес шекаралық шарттармен және сүйелмелі сұлбамен конструктивті жүйенің жекелеген бөлігі.

4.15 Конструктивті жүйе (structural system): Бірлесе жұмыс істеу үшін белгілі бір тәсілмен біріктірілген ғимараттың немесе инженерлік құрылыстың көтергіш элементтері.

4.16 Құрылыс моделі (structural model): Жобалау кезінде есептеулерде және есептік тексерулерде қолданылатын құрылыстың мінсіз сұлбасы.

Ескертпе – Көтергіш конструкцияның моделі дәлдікті елеулі жоғалтусыз есептік процедураларды жеңілдету үшін геометрияның жеңілдетілген қабылдануы болып табылады – мысалы, есепте такталар арқалық, бағана – шыбық түрінде беріледі.

4.17 Құрылыс (execution): Құрылыс материалдарын сатып алуды, бақылауды және сәйкес құжаттаманы әзірлеуді қосқанда, ғимараттың немесе құрылыстың құрылысы бойынша қызметтің барлық түрлері.

Ескертпе – Термин аумағында, сонымен қатар оның шегінен тыс жерлерде бұйымдарды дайындауды қосқанда, құрылыс алаңшасындағы барлық жұмыстарды білдіреді.

4.18 Үлес салмағы (bulk weight density): Микро және макроқуыстарды және кеуектерді қосқанда, материал көлемі бірлігінің салмағы.

Ескертпе – Сөйлесу тәжірибесінде көлем бірлігіне массаға қатысты «тығыздық» термині қолданылады.

4.19 Есептеу критерийлері (design criteria): Әрбір шектік күй үшін орындалуы тиіс шарттарды сипаттайтын сандық көрсеткіштер.

Ескертпе – Шектік күйлер толығырақ осы құралдың 3.3-қосымша бөлімінде қарастырылған. Отқа төзімділікті есептеу тұрғысынан критерийлер ретінде негізінен конструкциялардың бұзылуын немесе айнымалы температураға жету қабылданады.

4.20 Есептік жағдайлар (design situations): Есептеулер сәйкес шектік күйлер жоғарыламағандығын көрсетуі тиіс белгілі бір уақыт аралығында кездесетін шынайы шарттарды моделдейтін физикалық шарттардың жиынтығы.

Ескертпе – Өртті апаттық есептік жағдайларға жатқызады.

4.21 Тұрақты есептік жағдай (persistent design situation): Құрылысты пайдаланудың барлық кезеңінде анықтаушы болып табылатын жағдай.

Ескертпе

1 Әдетте ол қалыпты пайдалану шарттарына жатады. Тұрақты есептік жағдай бастапқы деректер – жүктемелер, кернеулер ретінде отқа төзімділік есебінде пайдаланылуы мүмкін.

2 Өрт кезінде тұрақты есептік жағдай үшін анықталатын әрекет етуші жүктемелердің тек белгілі бір бөлігі әрекет ететіндігі саналады (осы құралдың 6- тарауын қараңыз), өйткені өрт – жеткілікті түрде сирек кездесетін оқиға, демек конструкциялардың асқын жүктелу моментінің өрттің туындау моментімен сәйкес келу ықтималдығы өте аз.

3 Статикалық анықталатын конструкциялар үшін әрекет етуші кернеулер (тұрақты есептік жағдай үшін анықталған) отқа төзімділікті есептеу үшін бастапқы шарттар ретінде пайдаланылуы мүмкін. Бұл осындай конструкцияларда салынған күштердің, соның ішінде өрттің әсерімен түскен күштердің қайта таралуы туындамайтындығымен шартталған. Осылайша, отқа төзімділік белгілі бір температура кезінде құрылыс материалының беріктігімен әрекет етуші кернеулерді салыстырумен және жылу техникалық тапсырманы шешумен ғана анықталуы мүмкін. Осы болжамға айнымалы температура әдісі негізделген (кестелік әдіс).

4.22 Апаттық есептік жағдай (accidental design situation): Құрылыс үшін ерекше шарттарды немесе әсерлерді, мысалы, өртті, жарылысты, соққыны немесе жергілікті бұзылуды ескеретін жағдай.

Ескертпе – Егер басқалай көрсетілмесе, осы құралдың ережелері нақ апаттық есептік жағдайлар үшін қолданылады.

4.23 Өртке қарсы жобалық шаралар (fire design): Өрт жағдайында жұмысқа қабілеттілігін сақтау үшін конструкцияларды жобалау кезінде қарастырылатын шаралар.

Ескертпе – Отқа төзімділікті өртке қарсы жобалық шараларға жатқызады. Оның талап етілетін мәні ұлттық нормалармен орнатылады (мысалы, «Өрт қауіпсіздігіне қойылатын жалпы талаптар» Техникалық регламентінде, осы құралдың 3.2.1-тармағын қараңыз). Отқа төзімділіктің талап етілетін мәні еурокодтармен орнатылмайды.

4.24 Есептік пайдалану мерзімі (design working life): Құрылыс немесе оның бөлігі күрделі жөндеусіз, тиісті техникалық қызмет көрсетуде өзінің функционалды мақсаты бойынша пайдаланылуы тиіс уақыт кезеңі.

Ескертпе – Өрт конструкциялардың есептік пайдалану мерзімін қысқартуы мүмкін.

4.25 Қауіптілік (hazard): Ерекше және салмақты оқиға, мысалы, қоршаған ортаның болжанбаған әсері немесе ықпалы, жеткіліксіз беріктік немесе көтергіш қабілет, немесе қарастырылған өлшемдерден жол берілмейтін ауытқу.

Ескертпе – Өрт қауіп түрі болып табылады.

4.26 Жүктелу сұлбасы (load arrangement): Қалыпты, шаманы және еркін әсер ету бағытын сипаттайтын сұлба.

Ескертпе – Сонымен қатар осы құралдың 3.3.8-тармағын қараңыз.

4.27 Жүктелу жағдайы (load case): Кейбір тексеру есептерінде жүктелудің әртүрлі сұлбалары – деформация және жетілмеушілік жиынтығы үйлесетін жағдайлар, белгіленген ауыспалы және тұрақты әсерлермен бірге қарастырылады.

4.28 Шекті күйлер (limit states): Жоғарылаған жағдайда құрылыстық конструкциялар жобалау нормаларының талаптарына жауап бермейтін күй.

Ескертпе – Осы құралдың 3.3-қосымша бөлімін қараңыз.

4.29 Шектік шекті күйлер (ultimate limit states): Конструкцияның (құрылыстың) бұзылуымен немесе басқалай істен шығу формаларымен байланысты күйлер.

Ескертпе – Әдетте, олар конструкцияның немесе оның элементінің, соның ішінде өрт жағдайында ең жоғары көтергіш қабілетіне сәйкес келеді.

4.30 Пайдаланушылық жарамдылық бойынша шектік күйлер (serviceability limit states): Жоғарылаған жағдайда конструкцияның (құрылыстың) немесе оның элементтерінің пайдаланушылық жарамдылығына қойылған талаптар орындалмайтын жай-күйлер.

4.31 Көтергіш қабілеті (кедергі) (resistance): Конструктивті элементтің немесе оның көлденең қимасының механикалық бұзылусыз әсерлерге қарсы тұру қабілеті, мысалы, майысуға кедергілік, тұрақтылықты жоғалтуға кедергілік, созылуға кедергілік.

4.32 Беріктік (strength): Әсерлерге қарсылық көрсету қабілетін сипаттайтын және әдетте, механикалық кернеудің бірліктерінде көрінетін материалдың механикалық қасиеті.

4.33 Сенімділік (reliability): Құрылыстың немесе оның конструктивті элементінің есептік пайдалану мерзімі ішінде орнатылған талаптарға сәйкес келу қабілеті. Сенімділік, әдетте, ықтималдық шамаларында көрінеді.

Ескертпе – Сенімділік ұғымы құрылыстың қауіпсіздігіне, пайдаланушылық жарамдылығына және төзімділігіне тарайды.

4.34 Техникалық қызмет көрсету (maintenance): Пайдаланушылық жарамдылығын қолдау үшін құрылысты есептік пайдалану мерзімінде жүзеге асырылатын шаралардың жиынтығы.

Ескертпе – Апаттық әсерлерден кейін көтергіш конструкцияны жөндеу бойынша шаралар ақаусыз күйде ұстау болып табылмайды.

4.35 Номиналды мән (nominal value): Статистикалық талдаудың нәтижелері бойынша емес, тәжірибелік деректердің немесе физикалық шарттардың негізінде қабылданған мән.

Ескертпе – Номиналды мән көбіне статистикалық талдауды жүргізу мүмкін болмаған жағдайларда пайдаланылады.

4.36 Әсер ету (action) F :

а) көтергіш конструкциясына әсер ететін күштер (жүктемелер) тобы (тікелей әсер).

б) температураның немесе ылғалдықтың өзгеруімен, негіздердің біркелкі емес шөгуімен немесе жер сілкінісімен туындаған салынған деформациялар немесе ауытқулар тобы (жанама әсер).

Ескертпе – Өрт б) әсер ету нұсқасына жатады және конструкциялар бағытындағы стационарлы емес (уақыт бойынша айнымалы) жылу ағыны болып табылады.

4.37 Әсер ету нәтижесі (effect of action) E : Конструкция элементтеріне әсер ету нәтижесі (мысалы, ішкі күштер, моменттер, кернеулер, деформациялар) немесе әсерлерден туындаған барлық құрылыстың реакциялары (мысалы, бүгілулер, бұрылыстар).

4.38 Тұрақты әсер (permanent action) G : Пайдаланудың барлық мерзіміндегі әсер, оның шамасының уақытша өзгерісі орташа мәнмен салыстырғанда елеусіз немесе белгілі бір шектік мәнге жеткенге дейін өзгерісі әрдайым бірсарынды және бір бағытта жүретін шаманың уақытша өзгерісі.

4.39 Айнымалы әсер (variable action) Q : Уақыт бойынша шамасының өзгеруі елеусіз және бірсарынды болып табылмайтын әсер.

4.40 Апаттық әсер (accidental action) A : Әдетте, қысқа мерзімді, бірақ елеулі шамадағы, құрылысты пайдаланудың есептік мерзімінде шағын ықтималдыққа ие әсер.

Ескертпе – Егер тиісті шараларды қабылдаса, апаттық әсер елеулі салдарларға ие болуы мүмкін. Мысалы, өрт – апаттық әсер (қауіптілік) – конструкцияның (ғимараттың, құрылыстың) қирауына әкелуі мүмкін. Соған қарамастан, сандық көріністе апаттық әсер өрт жағдайында температуралық кеңеюдің деформациясына сәйкес келетін балама күш түрінде көрінеді.

4.41 Бекітілген әсер (fixed action): Конструкцияға немесе конструктивті элементке қатысты тұрақты таратуға және қалыпқа ие әсер, соның нәтижесінде егер осы әсердің шамасы және бағыты конструкцияның немесе конструктивті элементтің бір нүктесі үшін анықталса, конструкция немесе конструктивті элемент үшін бір мәндес анықталады.

Ескертпе – Отқа төзімділікті есептеу үшін әсер етудің (жүктемелі) белгіленген күш әсерлері ғана ескеріледі. Өрт кезінде конструкциялардың деформациясы шарттарында жүктерді ауыстыру ескерілмейді. Ерекше жағдай - өрттің жылулық ағыны әсерінен еритін қар жүктемесі.

4.42 Еркін әсер ету (free action): Конструкцияға қатысты әртүрлі кеңістікті таратылымға ие болуы мүмкін әсер.

4.43 Жеке әсер ету (single action): Конструкцияға кез келген басқа әсерден уақыт және кеңістік бойынша статистикалық тәуелсіз болып табылатын әсер.

4.44 Статикалық әсер (static action): Конструкцияның немесе конструктивті элементтің елеулі ауытқуларын туындатпайтын әсер.

Ескертпе – Статикалық әсер – бұл қарастырылатын уақыт аралығы үшін тұрақты қабылдануы мүмкін әсер. Отқа төзімділікті есептеу үшін тек статикалық күштік әсерлер (жүктемелер) ескеріледі.

4.45 Динамикалық әсер (dynamic action): Конструкцияның немесе конструктивті элементтің елеулі ауытқуын туындататын әсер.

4.46 Квазистатикалық әсер (quasi-static action): Есептеу кезінде балама статикалық әсермен ауыстырылатын динамикалық әсер.

Ескертпе – Квазистатикалық әсер жарылыстық әсерлерге конструкцияларды есептеу үшін жиі қолданылады.

4.47 Әсердің сипаттамалық мәні (characteristic value of an action) F_k : Әсердің анықтаушы репрезентативті мәні.

Ескертпе – Сипаттамалық мән статистикалық тұрғыда орнатылуы мүмкіндіктен, оны «бастапқы уақыт кезеңінде» осы мәнің жоғарылауы орын алмайтын берілген ықтималдықпен қолданады, бұл жағдайда көтергіш конструкцияның жобалық пайдалану мерзімі және есептік жағдайдың ұзақтығы ескеріледі.

4.48 Референтті уақыт кезеңі (reference period): Айнымалы және егер мүмкін болса, апаттық әсерлер үшін статикалық бағалауға арналған орнатылған уақыт аралығы.

4.49 Айнымалы әсердің комбинациялық мәні (combination value of a variable action) $\psi_0 Q_k$: Әсерлер комбинациясынан туындаған салдарлардың жоғарылау ықтималдығы шамамен жекелеген әсердің сипаттамалық мәнінің жоғарылау ықтималдығы секілді түрде статистикалық негізде мүмкіндігінше таңдап алынған айнымалы әсер мәні. Комбинациялық мән айнымалы әсердің сипаттамалық мәнінің бөлігі болып табылады және сипаттамалық мәнді $\psi_0 \leq 1$ коэффициентіне көбейтумен анықталуы мүмкін.

4.50 Айнымалы әсердің жеке мәні (frequent value of a variable action) $\psi_1 Q_k$: Айнымалы әсер мәні, ол бұл мән жоғарылайтын референтті кезеңнің шегінде әрекет

етуінің жиынтық уақыты референтті кезеңнің шағын бөлігі болып табылатын түрде немесе осы жоғарылау жиілігі берілген мәнмен шектелетін түрде мүмкіндігінше статистикалық негізде таңдап алынады. Жеке мән айнымалы әсердің сипаттамалық мәнінің бір бөлігі болып табылады және сипаттамалық мәнді $\psi_1 \leq 1$ коэффициентіне көбейтумен анықталуы мүмкін.

Ескертпе – Айнымалы әсердің жеке мәні сонымен қатар мерзімдік ұзақ әрекет ететін, бірақ статистикалық негізде қабылданған жүктеме ретінде белгілі. Өйткені өрт – сирек кездесетін оқиға, отқа төзімділікті есептеу үшін айнымалы әсердің жеке мәнін қолдануға жол беріледі.

4.51 Айнымалы әсердің квазитұрақты мәні (quasi-permanent value of a variable action) $\psi_2 Q_k$: Айнымалы әсер мәні, ол жоғарылайтын жиынтық уақыт аралығы референтті уақыт кезеңінің үлкен бөлігін құрайтындығын ескерумен анықталады. Квазитұрақты мән айнымалы әсердің сипаттамалық мәнінің бөлігі болып табылады және сипаттамалық мәнді $\psi_2 \leq 1$ коэффициентіне көбейту арқылы анықталуы мүмкін.

Ескертпе – Айнымалы әсердің квазитұрақты мәні сондай-ақ отқа төзімділікті есептеу үшін де қабылдануы мүмкін (айнымалы әсердің жеке мәніне балама ретінде).

4.52 Ілесе жүретін айнымалы әсердің мәні (accompanying value of a variable action) ψQ_k : Әсерлер комбинациясында басым әсерді ілестіретін айнымалы әсердің мәні.

Ескертпе – Ілесе жүретін айнымалы әсердің мәні оның комбинациялық, жеке немесе квазитұрақты мәні болуы мүмкін. Айнымалы әсерлер қатысу уақытының, әсер ету шамасының тұрғысынан әртүрлі болғандықтан, олардың дәл мәнін кез келген уақыт сәтінде (референтті кезең) (мысалы, өрттің туындауына сәйкес келетін) ескеру мүмкін болып табылмайды. Сондықтан есептік жағдайдың түріне байланысты (яғни оның болу ұзақтығы – әсер ету ықтималдығы) $\psi \leq 1$ құрама коэффициент қабылданады.

4.53 Әсердің репрезентативті мәні (representative value of an action) F_{rep} : Шектік күй бойынша есептеу кезінде қолданылатын мән. Репрезентативті мән ретінде сипаттамалық мән (F_k) немесе ілесе жүретін мән (ψF_k) қабылдануы мүмкін.

Ескертпе – Есептік мән сонымен қатар өзіндік мән мен γ_F жеке қауіпсіздік коэффициентінің туындысы ретінде белгіленуі мүмкін ($\gamma_F = \gamma_{sd}\gamma_F$). Әсердің репрезентативті мәні сонымен қатар әсердің «сипаттамалық» мәні ретінде белгілі. Тұрақты күш әсерлері үшін отқа төзімділікті есептеу кезінде сипаттамалық мәнді алады, айнымалы күш әсерлері үшін – ілесе жүретін әсер ету мәні қабылданады.

4.54 Әсердің есептік мәні (design value of an action) F_d : Репрезентативті мәнді γ_F жеке коэффициентке көбейту арқылы алынған әсер ету мәні.

Ескертпе – Есептік мән сонымен қатар өзіндік мән мен γ_F жеке қауіпсіздік коэффициентінің туындысы ретінде белгіленуі мүмкін ($\gamma_F = \gamma_{sd}\gamma_F$). Апаттық есептік жағдайлар (өрт) үшін γ_F коэффициент 1,0-ге тең болып қабылданады.

4.55 Әсерлер комбинациясы (combination of actions): Әртүрлі әсерлердің бір мезгілде әрекеті кезінде кейбір шектік күйлер бойынша құрылыстың сенімділігін тексеру кезінде пайдаланылатын әсерлердің есептік мәндерінің жиынтығы.

4.56 Сипаттамалық мән (X_k немесе R_k) (characteristic value (X_k or R_k)): Болжамды түрде сынақтардың шектеусіз санында асырмаудың белгілі бір ықтималдығымен бұйымның немесе материалдың қасиеттерін сипаттайтын мән. Сипаттамалық мән әдетте қарастырылатын материалдың немесе бұйымның қабылданған статистикалық бөлінісінің белгілі бір квантиліне сәйкес келеді. Кейбір жағдайларда қалыпты мән сипаттамалық ретінде пайдаланылады.

Ескертпе – Мысалы, бетонның беріктігі статистикалық бөлініс квантилінің 5 % деңгейіне тең қабылданады. Бұл сыналған 100 барабар үлгілердің ішінен беріктіктің төмендігін көрсеткен 5 үлгі жарамсыздыққа шығарылатындығын білдіруі мүмкін және материалдың беріктігі қалған 95 үлгінің ішіндегі ең төмені бойынша қабылданады.

4.57 Материал немесе бұйым қасиеттерінің есептік мәні (X_d немесе R_d) (design value of a material or product property (X_d or R_d)): X_k материал және бұйым қасиеттері көрсеткішінің немесе R_k конструктивті элемент қасиеттері көрсеткішінің сипаттамалық мәнін γ_m немесе γ_M жеке коэффициентіне бөлу нәтижесінде алынатын немесе ерекше жағдайларда тікелей анықталатын мән.

Ескертпе – Апаттық есептік жағдайлар (өрт) үшін γ_m немесе γ_M коэффициенттері 1,0-ге тең болып қабылданады.

4.58 Материал немесе бұйым қасиеттерінің номиналды мәні (X_{nom} немесе R_{nom}) (nominal value of a material or product property (X_{nom} or R_{nom})): Тиісті құжатта, мысалы, стандартта немесе құрылыс материалына техникалық шарттарда анықталған, әдетте сипаттамалық мән ретінде қолданылатын мән.

4.59 a_k геометриялық шамадағы сипаттамалық мән (characteristic value of a geometrical property (a_k)): Жобалау кезінде қабылданған, әдетте номиналды өлшемге сәйкес келетін мән. Қажет болса геометриялық өлшемдердің мәндері статистикалық таралымның белгіленген квантильдеріне сәйкес келуі мүмкін.

4.60 a_d геометриялық шамадағы есептік мән (design value of a geometrical property (a_d)): Әдетте – бұл номиналды мән. Қажет болған жағдайда геометриялық өлшемдердің мәндері статистикалық таратылымның белгіленген квантильдеріне сәйкес келуі мүмкін.

Ескертпе – Геометриялық көрсеткіштің мәні шектік күй үшін анықтаушы болып табылғанда, мысалы, бойлық бүгіліске геометриялық ақаулықтардың әсер етуі кезінде ауытқулар туындайды. Бұл жағдайларда есептік мән өлшеуге стандарттарда тікелей көрсетіледі. Қажет болған жағдайда есептік мән сипаттамалық мәнің фрактилінен асатын фрактильді (яғни әлдеқайда сирек мәнді) қолданумен статистикалық бағалаулардың негізінде анықталуы мүмкін.

4.61 Қонструкциялардың есебі (structural analysis): Конструкцияның кез келген нүктесінде әсер ету нәтижелерін (күш, моменттер, кернеулер, деформациялар) анықтау алгоритмі немесе процедурасы.

Ескертпе – Есептеуді әртүрлі модельдерді пайдаланып, үш деңгейде жүргізуге болады: жалпы есеп, жекелеген конструктивті элементтердің есебі, жергілікті есеп. Отқа төзімділікті есептеу үшін осы құралдың 3.4-қосымша бөлімін қараңыз.

4.62 Жалпы есептеу (global analysis): Көтергіш конструкциясына әсер етумен тепе-теңдікте тұрған және материалдардың геометриялық өлшемдеріне, конструктивті шешімдеріне және қасиеттеріне тәуелді күштердің, моменттердің және салынған күштердің өзара келісілген шамаларын конструкциялы анықтау.

Ескертпе – Жалпы есептеу – бұл барлық конструктивті жүйенің есебі. Жалпы есеп әдетте САПР – автоматтандырылған жобалау жүйелерінің көмегімен жүргізіледі.

4.63 Өрт кезінде конструктивті жүйенің жалпы талдауы (global structural analysis (for fire)): Өрттің әсеріне толығымен немесе ішінара ұшыраған жалпы конструктивті жүйенің талдауы. Өрттің тікелей емес әсерлері барлық конструктивті жүйе үшін ескеріледі.

4.64 Өрттің тікелей емес (жанама) әсерлері (indirect fire actions): Температуралық кеңеюден туындаған күштер.

4.65 Өрт кезінде жекелеген конструкцияны талдау (member analysis (for fire)): Сәйкес шекаралық шарттармен және өрттің әсер ету шарттарында сүйемелдеу сұлбасымен жеке қарастырылатын конструкцияның жылу техникалық және статикалық есептері. Температуралық құбылудан туындаған әсерлерді қоспағанда, өрттің тікелей емес әсерлері қарастырылмайды.

4.66 Қалыпты температура кезіндегі есеп (normal temperature design): Қоршаған орта температурасындағы конструкцияның есебі.

4.67 Жылу техникалық есеп (temperature analysis): Жылулық әсерлерді (жылу ағынын), конструкция материалдарының жылу техникалық қасиеттерін және қажет болған жағдайда қорғаныстық беттердің қасиеттерін ескерумен конструкциялардағы температураның жоғарылауын анықтау әдістері.

4.68 Отқа төзімділік (fire resistance): Конструктивті жүйенің, оның бөлігінің немесе жекелеген конструкцияның жүктемесінің берілген деңгейінде регламенттелетін өрттің белгіленген ұзақтығы кезінде талап етілетін функцияларды (көтергіш және/немесе қоршау) орындау қабілеті.

4.69 Стандартты отқа төзімділік, отқа төзімділік шегі (standard fire resistance): Стандартты температуралық режиммен анықталатын жылулық әсер шарттарында белгіленген уақыт ішінде жүктемелердің регламенттелген комбинациясы кезінде талап етілетін көтергіш және/немесе қоршау функциясын конструктивті жүйенің, оның бөлігінің немесе әдетте тек жекелеген конструкцияның орындау қабілеті (от әсерінің басталуынан осы конструкция үшін нормаланатын отқа төзімділік бойынша шектік күйлердің бірі туындағанға дейінгі уақыт).

4.70 Тұтастық (integrity) *E*: Бір жақты от әсері кезінде қоршау конструкцияның жалынның және өртену өнімдерінің қызбайтын бетке енуінің алдын алу қабілеті.

4.71 Жылу оқшаулағыш қабілет (insulation) *I*: Біржақты от әсері кезінде қоршау конструкцияның қызбайтын бет температурасының белгіленген деңгейден жоғары көтерілуін шектеу қабілеті.

4.72 Көтергіш қабілеті (функция) (load bearing function) **R**: Конструктивті жүйенің немесе жекелеген конструкцияның өрт кезінде берілген параметрлерге сәйкес белгіленген әсерге төзу қабілеті.

4.73 Қоршау қабілеті (функция) (separating function): Қоршау конструкцияның регламенттелген өрттің таралуының немесе қызбайтын беттің тұтануының алдын алу қабілеті (тұтастықты (*E*) және жылу оқшаулағыш қабілетті (*I*) қамтиды).

4.74 Өрт секциясы (бөлім) (fire compartment): Қоршау конструкцияларымен бөлінген, регламенттелген өрттің оның шегінен тыс таралуына кедергі келтіретін бір немесе бірнеше қабат шегіндегі ғимараттағы тұйық кеңістік (ғимараттың басқа бөліктерінен отқа төзімділік шегі 2,5 с кем емес өртке қарсы қабырғалармен және аражабындармен оқшауланған ғимарат бөлігі).

4.75 Өртке қарсы қабырға (fire wall): Ықтимал көлденең жүктемелердің, соның ішінде жанасқан құрылыстық конструкциялардың біржақты қирауы кезіндегі әсерлерді ескере отырып, қажетті отқа төзімділікке және конструктивті тұрақтылыққа иелік ететін ғимараттың екі бөлігі (екі ғимарат) арасындағы қабырға (нормаланған отқа төзімділік шегімен және конструктивті өрт қауіптілігінің нормаланған класымен құрылыстық конструкция, ғимараттың көлемді элементі немесе ғимараттың (құрылыстың) бір бөлігінен басқа бөлігіне немесе ғимараттар (құрылыстар, жасыл егістер) арасында өрттің таралуының алдын алуға арналған басқа тәсіл.

Ескертпе – Әдетте, бұл өздігінен тірегіш кірпіш қабырға (өз іргетасымен).

4.76 Қоршау конструкциясы (separating element): Өрт бөлімі қоршауының бөлігін құрайтын, көтергіш немесе көтергіш емес конструкция (қабырға).

4.77 Есептік өрт (design fire): Жобалау кезінде қабылданған өрттің даму сұлбасы.

Ескертпе – Отқа төзімділікті есептеу үшін стандартты температуралық режимге сәйкес келетін есептік өрт басымырақ пайдаланылады. Бұл ұлттық нормаларда қабылданған отқа төзімділіктің талап етілетін мәндері ең алдымен стандартты температуралық режимнің уақыт бірліктерінде көрінетіндігімен шартталған.

4.78 Өрт жүктемесі (fire load): Белгілі бір кеңістікте барлық жанғыш заттар (конструктивті элементтер және ғимараттардың ішкі жабдықталуы) өртенген кезде бөлінетін жылу энергиясының жиынтығы.

4.79 Меншікті өрт жүктемесі (fire load density): q_f еденнің аудан бірлігіне немесе ойықтарды қосқанда, q_f барлық қоршаулардың беткі ауданының бірлігіне жатқызылған өрт жүктемесі.

4.80 Есептік меншікті өрт жүктемесі (design fire load density): Ықтимал белгісіздіктерді ескерумен есептік өрттің жылулық әсерін анықтау үшін қабылданатын меншікті өрт жүктемесі.

4.81 Өрттің туындау тәуекелі (fire activation risk): Өрттің туындау ықтималдығын ескеретін және өрт бөлімі ауданының функциясы және орын-жайдың мақсаты болып табылатын параметр (адамдар және материалдық үшін өрт қауіптілігін және оның салдарларын жүзеге асыру мүмкіндігінің сандық сипаттамасы).

Ескертпе – Өрттің туындау тәуекелі өрттің (қорғаныс жүйелерінің істен шығу ықтималдығы) және ықтимал өрт әкелуі мүмкін нұқсанның туындау ықтималдығының туындысы болып табылады. Нұқсан тікелей жанғыш материалдардың орналасу ауданына тікелей байланысты болғандықтан, іс жүзінде нұқсан орын-жайдың мақсатын ескерумен өрт бөлімінің ауданына (өрт іс жүзінде еркін таралуы мүмкін кеңістік) параметрлік тұрғыда ауыстырылады.

4.82 Өрттің сценарийі (fire scenario): Осы өртті сипаттайтын және оны басқа мүмкін өрттерден ерекшелейтін негізгі оқиғалар үшін уақытты көрсетумен өрт барысының сапалы сипаттамасы.

Ескертпе – Сценарий әдетте өртену және өрттің даму үдерістерімен, оның толық даму және өрттің барысына әсер ететін ғимараттың және жүйелердің жабдықтарымен өзара байланысты сөну кезеңдерімен сипатталады. «Өрттің сценарийі» ұғымы өрттің жалпы және параметрлік модельдері үшін ғана тән.

4.83 Көлемді жалындау (flash-over): Орын-жайдағы барлық өрт жүктемесінің бір мезгілде жануы.

Ескертпе – Көлемді жалындау сонымен қатар орын-жайда орналасқан барлық өрт жүктемесінен булардың тұтануы ретінде белгілі. Өртенетін бу мөлшерінің артуымен байланысты орын-жайдағы температураның күрт өсуімен сипатталады. Көлемді жалындау материалдардың өздігінен тұтану температурасына дейін (300...400 °C) сәулелі жылу алмасу есебінен өрт жүктемесінің қызуымен шартталған.

4.84 Өрістеген өрт (fully developed fire): Белгіленген кеңістік шегінде барлық жанғыш беттердің өртке толық қатысу кезеңі.

4.85 Ойық коэффициенті (opening factor): Қабырғадағы ойықтардың ауданына, ойықтардың және биіктігіне және қоршаушы беттердің жалпы ауданына байланысты орын-жайды желдету шарттарын көрсететін коэффициент.

4.86 Толық өртену коэффициенті (combustion factor): 1-ден (толық өртену) 0 дейінгі (өртенудің болмауы) шектердегі және өртену толықтығын көрсететін коэффициент.

4.87 Жылулық әсерлер (thermal actions): Конструкцияларға жылулық әсердің көмегімен сипатталатын конструктивті жүйеге әсерлер.

4.88 Жылу ағынының қуаты (rate of heat release): Уақыт функциясында зарттардың және материалдардың өртенуі кезінде босайтын жылулық (энергия).

4.89 Температуралық режимдер (temperature-time curves): Конструкция бетін қоршаған орта температурасының уақытқа тәуелділігі. Бөлінеді:

– номиналды: отқа төзімділікті растау және жіктеу үшін бейімделген жалпы қабылданған тәуелділік (орнатылды: стандартты температуралық режим, сыртқы өрттің температуралық тәртібі және көмірсутек өртінің температуралық режимі);

– параметрлік: өрт кезінде орын-жайдағы шарттарды анықтайтын өрт модельдері және арнайы физикалық параметрлер базасында анықталған тәуелділік.

4.90 Өрттің жалпы моделі (advanced fire model): Масса және энергия балансын теңестіруге негізделген өрттің есептік моделі.

4.91 Есептегіш газдинамикалық модель (computational fluid dynamic model): Өрт бөлімінің барлық нүктелерінде термодинамикалық және аэродинамикалық

параметрлердің өзгерістерін анықтауға рұқсат беретін жеке туындыда саралап теңестірулердің сандық шешіміне негізделген өрт моделі.

4.92 Бір аймақтық модель (one-zone model): Орын-жайдағы орташаланған температураны пайдалануға негізделген өрт моделі.

4.93 Өрттің қарапайым моделі (simple fire model): Қабылданған физикалық параметрлерінің шектеулі санына негізделген есептік өрт.

4.94 Қос аймақтық модель (two-zone model): Орын-жайдағы әртүрлі аймақтарды анықтауға негізделген өрт моделі: жоғарғы деңгей, төменгі деңгей, жалын және оның лақтырылуы, қоршаған орта және қабырғалар. Жоғарғы деңгей үшін температураның біркелкі таралуы қабылданады.

4.95 Стандартты температуралық тәртіп (standard temperature-time curve): Орын-жайдағы өрістеген өрт моделін сипаттау үшін номиналды температура-уақыт тәуелділігі.

4.96 Өрттің балама жалғастығы (equivalent time of fire exposure): шынайы өрт секілді орын-жайдағы жылулық әсер шамаланатын стандартты температуралық режиммен сипатталатын өрттің ұзақтығы.

4.97 Сыртқы өрттің температуралық тәртібі (external fire curve): Қасбеттің әртүрлі бөліктерінен, күтілетін өртпен орын-жайдан тікелей немесе қарастырылатын сыртқы қабырғаға қатысты төмен/жоғары орналасқан орын-жайлардан тікелей өрттің әсеріне ұшырауы мүмкін сыртқы қабырғалардың сыртқы беттері үшін қолданылатын номиналды температуралық-уақыттық тәуелділік.

Ескертпе – Сыртқы өрттің температуралық тәртібі стандартты өрт тәрізді жақындатылған математикалық тәуелділік болып табылады. Алайда оттегі шектеусіз қатынайтындықтан және заттардың және материалдардың әлдеқайда толық өртенуінен сыртқы өрт жылулық тұрғысынан стандартты өртке қарағанда әлдеқайда ауыр болып табылады.

4.98 Көмірсутектер өртінің температуралық тәртібі (hydrocarbon fire curve): Көмірсутекті типтегі өрт кезінде әсерлерді бағалау үшін номиналды температуралық-уақыттық тәуелділік.

Ескертпе – Стандартты температуралық тәртіп бастапқыда өртену жылулығы 20 МДж/кг аспайтын целлюлозалы өрт жүктемесінің жануы үшін құрылған. Мұнай өңдеу өнеркәсібінің дамуы жану жылулығы 50 МДж/кг дейін болатын материалдардың туындауына әкелді, демек, стандартты температуралық тәртіп осындай өрт жүктемесі үшін ықтимал өртті дәл сипаттамауы мүмкін. Көмірсутектер өртінің температуралық тәртібі стандартты өртке қарағанда жылулық тұрғысынан алғанда әлдеқайда елеулі болып табылады.

4.99 Жергілікті өрт (localised fire): Орын-жайдағы өрт жүктемесінің шектеулі ауданын қамтыған өрт.

Ескертпе – Кез келген шынайы өрт әдетте жергілікті өрттен басталады. Алайда орын-жайдағы өрт жүктемесінің жеткіліксіз мөлшерінде (немесе оның жергілікті орналасуында) көлемді жалындау орын алмайды және өрт жылулық әсердің жергілікті көзі ғана болады.

4.100 Сәулеленудің бұрыштық коэффициенті (configuration factor): В бетімен алынған энергияның А бетімен диффузды сәулеленген энергияға қатынасымен

анықталатын А бетінен В бетіне сәулелендірумен жылуды беруге арналған сәулелену коэффициенті.

4.101 Конвекциямен жылу беру коэффициенті (convective heat transfer coefficient): Қоршаған орта мен конструкция беті температураларының айырмашылығына жатқызылған конструкцияға жылудың конвективті ағыны.

4.102 Қаралық деңгейі (emissivity): Қарастырылатын бетпен және мүлдем қара дененің бетімен жұтылған жылулық арасындағы қатынасқа тең беттің жұту қабілетінің сипаттамасы.

4.103 Қорытынды жылулық ағын (net heat flux): Конструкциямен жұтылған, аудан бірлігіне жатқызылған энергия.

4.104 Көміртектегі болат (carbon steel): Тот баспайтын болаттарды қоспағанда, болат маркасы S235-S460.

4.105 Тот баспайтын болат (stainless steel): Болаттың ферритті, аустенитті және аустенитті-ферритті маркалары (S280-S650).

4.106 Арматураның шекті температурасы (critical temperature of reinforcement): Арматура кернеуінің берілген деңгейінде өрт кезінде конструкцияның қирауы күтілетін арматура температурасы (критерий R).

Ескертпе – Көп жағдайда әдеттегі ыстықтай тапталған арматура үшін критикалық температура 500 °C-қа тең болып қабылданады. Қызу кезінде арматураның өзгеру диаграммасына сәйкес (осы құралдың 7.3-суретін қараңыз) бұл температура қалыпты шарттарда материалдың 80 % беріктігіне тең кернеулерде ағушылық шегінің туындауына сәйкес келеді. Қалыпты шарттарда жобалау кезінде қабылданатын қауіпсіздік коэффициенттерін ескерумен арматурадағы кернеулер 80 % төмен болады. Бұл арматураның критикалық температурасын пайдаланумен анықталған конструкциялар үшін отқа төзімділіктің ең төменгі мәнін кепілдендіреді.

4.107 Конструктивті болаттан жасалған конструкциялардың шекті температурасы (critical temperature of structural steel element): Кернеудің берілген деңгейі үшін – қима ауданы бойынша температураның біркелкі бөлінуі жағдайында конструктивтік болаттан жасалған конструкцияның шектік күйінің туындауы күтілетін температура.

4.108 Кернеудің ең жоғары деңгейі (maximum stress level): Берілген температура кезіндегі кернеудің деңгейі, бұл жағдайда арматураның деформациясы диаграммасында икемді кезеңге өте жүреді.

Ескертпе – кернеудің ең жоғарғы деңгейі икемді топсаның түзілуіне және өрт кезінде конструкцияның бұзылуына әкелуі мүмкін.

4.109 Аққыштықтың есептік шегі (effective yield strength): Берілген температура үшін кернеу мәні, бұл жағдайда болаттың деформациясы диаграммасы аққыштық алаңшасына өтеді.

4.110 Келтірілген көлденең қима (reduced cross section): Нөлдік беріктікпен және қатандықпен қабылданатын, конструкцияның бойлық осіне қалыпты қимадан бөлшектерді жою арқылы алынатын отқа төзімділік есебіндегі кішірейтілген қима.

Ескертпе – Келтірілген көлденең қима есепті жеңілдетуге және конструкцияны өрт кезінде қызбаған, ағаштың көмірленуіне ұқсас азайтылған қимамен санауға рұқсат береді.

4.111 Қорғаныстық қабат (protective layer): Конструкцияға отқа төзімділікті жоғарылату үшін жүргізілген материал немесе материалдар комбинациясы.

Ескертпе – Бетонның төмен жылу өткізгіштігін назарға ала отырып, қорғаныс қабатын көбейту темірбетон конструкциялардың отқа төзімділігін жоғарылатудың ең тиімді тәсілі болып табылады.

4.112 Қорғалған конструкциялар (protected members): Қиманың ішінде температураның өсуін төмендету бойынша шаралар қабылданған құрылыстық конструкциялар.

4.113 Оттан қорғаушы материал (fire protection material): Отқа төзімділікті арттыру мақсатында конструктивті элементке қолданылған кез келген материалдар немесе олардың үйлесуі.

5 БЕЛГІЛЕР, ҚЫСҚАРТУЛАР ЖӘНЕ ӨЛШЕУ БІРЛІКТЕРІ

Құралда келесі белгілеулер қабылданған:

5.1 Латын алфавитінің бас әріптері

A	– ерекше (апаттық) әсер; көлденең қима ауданы;
A_d	– апаттық әсердің есептік мәні;
A_c	– бетонның көлденең қима ауданы;
A_p	– кернелетін элементтердің көлденең қимасының ауданы;
A_s	– арматураның көлденең қимасының ауданы;
$A_{s,min}$	– арматураның көлденең қимасының минималды ауданы;
A_{sw}	– көлденең арматураның көлденең қимасының ауданы;
C_d	– номиналды мән, материалдың белгілі бір есептік қасиеттерінің функциясы;
E	– әсер ету нәтижесі;
E_c	– бетонның серпімділік модулі;
$E_{c,eff}$	– бетон серпімділігінің тиімді модулі;
E_{cd}	– бетонның серпімділік модулінің есептік мәні;
E_{cm}	– бетон серпімділігінің қима модулі;
E_p	– алдын ала кернеулі арматураның серпімділік модулінің есептік мәні;
E_s	– арматура серпімділігі модулінің есептік мәні;
EI	– иілу кезіндегі қаттылық;
F	– әсер, күш салу;
F_d	– әсердің есептік мәні;
F_k	– әсердің сипаттамалық мәні;
F_t	– созғыш күш;
G	– тұрақты әсер;
G_k	– тұрақты әсердің сипаттамалық мәні;

I	– бетондық қиманың инерция моменті;
L	– ұзындық;
M	– иілу моменті;
M_{Ed}	– ішкі иілу моментінің есептік мәні;
N	– бойлық күш салу;
N_{Ed}	– бойлық күш салудың есептік мәні (созу немесе қысу);
P	– алдын ала кернеу күшінің анықтаушы репрезентативті мәні;
P_0	– кергеннен кейін тікелей кернеу элементінің соңындағы бастапқы күш салу;
Q	– айнымалы әсер;
Q_d	– айнымалы әсердің есептік мәні;
Q_k	– жекелеген айнымалы әсердің сипаттамалық мәні;
R	– көтергіш қабілеті (кедергі);
R_d	– көтергіш қабілетінің (кедергінің) есептік мәні;
$R_{d,fi}$	– өрт кезіндегі есептік кедергі;
$R_{fi,d(t)}$	– t уақыт моментіндегі өрт кезіндегі есептік кедергі;
$R_{fi,d,0}$	– $t = 0$ уақыт моментіндегі $R_{fi,d,t}$ мәні;
R_k	– көтергіш қабілетінің (кедергінің) сипаттамалық мәні;
R_{30}	– өрттің 30 мин стандартты температуралық режиміне сәйкес келетін көтергіш қабілетін жою бойынша отқа төзімділік шегі;
E_{30}	– өрттің 30 мин стандартты температуралық режиміне сәйкес келетін тұтастықты жоғалту бойынша отқа төзімділік шегі;
I_{30}	– өрттің 30 мин стандартты температуралық режиміне сәйкес келетін жылу оқшаулағыш қабілетті жоғалту бойынша отқа төзімділік шегі;
S	– ішкі күштер және моменттер;
S	– қима ауданының статикалық моменті;
T	– айналдыру моменті, температура, К;
T_{Ed}	– айналдыру моментінің есептік мәні;
V	– көлденең күш салу;
V_{Ed}	– көлденең күш салудың есептік мәні;
X	– материал немесе бұйым қасиеттерінің көрсеткіші;
X_d	– материал немесе бұйым қасиеттері көрсеткішінің есептік мәні;
$X_{d,fi}$	– өрт кезіндегі есептік беріктік немесе деформациялық сипаттама.

5.2 Латын алфавитінің кіші әріптері

a	– арақашықтық, геометриялық параметр;
a_d	– геометриялық шаманың есептік мәні;
Δa	– геометриялық параметрдің ауытқуы;
b	– Т немесе L тектес арқалық сәресінің ені немесе қима ені;
b_w	– Т - қабырғаның, I- немесе L тектес арқалық ені;
c	– меншікті жылу сыйымдылығы;
c_a	– болаттың меншікті жылу сыйымдылығы;

- c_c — бетонның меншікті жылу сыйымдылығы;
 d — диаметр, биіктік, қиманың пайдалы биіктігі;
 e — эксцентриситет;
 f_c — осьтік қысу кезіндегі бетон беріктігінің шегі;
 f_{cd} — осьтік қысу кезіндегі бетон беріктігі шегінің есептік мәні;
 f_{ck} — 28 тәуліктік қысуға бетонның сипаттамалық цилиндрлі беріктігі;
 f_{cm} — бетонның сығудағы цилиндрлі беріктігінің орташа мәні;
 f_{ctk} — осьтік керу кезінде бетонның беріктік шегінің сипаттамалық мәні;
 f_{ctm} — осьтік керу кезінде бетонның беріктік шегінің орташа мәні;
 f_p — арматуралық болаттың созылуға беріктік шегі;
 f_{pk} — алдын ала кернеулі болаттың созылуға беріктік шегінің сипаттамалық мәні;
 $f_{p0,1}$ — алдын ала кернеулі арматураға арналған аққыштықтың 0,1 %-дық шартты шегі;
 $f_{p0,1k}$ — алдын ала кернеулі арматура аққыштығының 0,1 %-дық шартты шегінің сипаттамалық мәні;
 $f_{0,2k}$ — арматура аққыштығының 0,2 %-дық шартты шегінің сипаттамалық мәні;
 f_t — созылу кезінде арматураның беріктік шегі;
 f_{tk} — созылу кезінде арматураның беріктік шегінің сипаттамалық мәні;
 f_y — арматураның аққыштық шегі;
 f_{yd} — арматураның аққыштық шегінің есептік мәні;
 f_{yk} — арматураның аққыштық шегінің сипаттамалық мәні;
 f_{ywd} — көлденең арматура үшін аққыштық шегінің есептік мәні;
 $f_{ck}(\theta)$ — белгіленген деформация үшін θ температура кезіндегі сығудағы бетонның сипаттамалық кедергісі;
 $f_{ck,t}(\theta)$ — белгіленген деформация үшін θ температура кезіндегі созылуға бетонның сипаттамалық кедергісі;
 $f_{pk}(\theta)$ — белгіленген деформация үшін θ температура кезіндегі кернелетін арматураның сипаттамалық кедергісі;
 $f_{sk}(\theta)$ — белгіленген деформация үшін θ температура кезіндегі кернелмейтін арматураның сипаттамалық кедергісі;
 h — биіктік;
 h — көлденең қиманың жалпы биіктігі;
 i — инерция радиусы;
 k — коэффициент;
 $l(L)$ — ұзындық, аралық;
 $k(\theta)$ — θ температурасына байланысты материалдың беріктік немесе деформациялық сипаттамаларын төмендету коэффициенті ($X_{d,\theta}/X_k$): $k(\theta) = X_{d,\theta}/X_k$;
 m — салмағы;
 n — қалыпты температура кезіндегі бағананың жүктелу деңгейі:
 $n = N_{0,d,\theta}/0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})$;
 p_d — бөлінген жүктеме;
 q_i — балама біркелкі таралған жүктеме;
 r — радиус;

l/r	– қисықтық;
t	– қалыңдық;
t	– өрттің (от әсерінің) ұзақтығы, мин;
t_0	– жүктемені салу кезіндегі бетонның жасы;
u	– A_c ауданмен бетонның қима периметрі;
u, v, w	– нүктенің ауысуын құраушылар;
x	– қысу аймағының биіктігі;
x, y, z	– координаттар;
z	– ішкі күштер иіні.

5.3 Грек алфавитінің бас әріптері

$\Delta\alpha$	– есептеудің белгілі бір максаттары үшін, мысалы, ақаулықтардың әсерлерін бағалау үшін геометриялық шаманың номиналды мәнінің өзгерісі;
Δt	– уақыт аралығы;
Δl	– температуралық ұзарту;
$\Delta\theta_{g,t}$	– Δt уақыт аралығында газ ортасының температурасының жоғарылауы.

5.4 Грек алфавитінің кіші әріптері

α	– бұрыш, арақатынас;
β_c	– бұрыш, арақатынас, коэффициент;
γ	– жеке коэффициент (қауіпсіздік немесе пайдалану сенімділігі);
γ_A	– A ерекше әсерлер үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
γ_c	– бетон үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
γ_F	– F әсерлер үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
$\gamma_{F,fat}$	– төзімділікке есептегенде әсерлер үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
$\gamma_{c,fat}$	– төзімділікке есептегенде бетон үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
γ_G	– G тұрақты әсерлер үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
γ_M	– сондай-ақ есептік модельдердің белгісіздігін және шамалардың ауытқуын ескеретін материалға арналған жеке коэффициент;
γ_P	– P алдын ала кернеу нәтижесінде құрылатын әсерлер үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
γ_Q	– Q айнымалы әсерлер үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
γ_s	– арматура және кернелетін арматура үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
$\gamma_{s,fat}$	– төзімділікке есептеген кездегі арматура және кернелетін арматура үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
γ_f	– есептеу моделінің жетілдірілмегендігін ескере отырып әсерлер үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;
γ_g	– репрезентативті шамалардан әсерлердің сандық мәндерінің жағымсыз ауытқу мүмкіндігін ескеретін тұрақты әсерлер үшін жеке коэффициент;

γ_m	– материал үшін жеке коэффициент;
η_{fi}	– өрт кезіндегі жүктеменің есептік деңгейінің коэффициенті: $\eta_{fi} = E_{d,fi} / E_d$;
δ	– үстеме, қайта бөлу коэффициенті;
ζ	– азаю коэффициенті/ қайта бөлу коэффициенті;
ξ	– G жағымсыз тұрақты әсерлерді есепке алу үшін төмендеткіш коэффициент;
θ	– температура, °C;
θ_a	– болаттың температурасы, °C;
$\theta_{a,cr}$	– болаттың шектік температурасы, °C;
$\theta_{g,t}$	– t уақыт моментіндегі газ ортасының температурасы;
θ_{web}	– конструкция қимасындағы орташа температура;
θ_i	– A_i қарапайым алаңшасының температурасы;
ψ	– айнымалы әсерлердің репрезентативті мәндерін анықтайтын коэффициенттер;
ψ_0	– айнымалы әсердің комбинациялық мәніне коэффициент;
ψ_1	– айнымалы әсердің жеке мәніне коэффициент;
ψ_2	– айнымалы әсердің квазитұрақты мәніне коэффициент;
ψ_{fi}	– әсерлердің үйлесу коэффициенті, $\psi_{1,1}$ немесе $\psi_{2,1}$ тең болып қабылданады;
μ_0	– $t = 0$ уақыт моментінде көтергіш қабілетін пайдалану коэффициенті;
μ_{fi}	– өрт кезінде көтергіш қабілетін пайдалану коэффициенті: $\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}$;
ε_c	– бетонның сығу кезіндегі салыстырмалы деформациялары;
ε_{cl}	– f_c ең жоғары кернеу кезінде қысқан кездегі бетонның салыстырмалы деформациялары;
ε_{cu}	– бетонның сығу кезіндегі шектік салыстырмалы деформациялары;
ε_u	– ең жоғары жүктеме кезінде арматураның немесе кернелетін арматураның салыстырмалы деформациялары;
ε_{uk}	– ең жоғары жүктеме кезінде арматураның немесе кернелетін арматураның сипаттамалық салыстырмалы деформациялары;
$\varepsilon_c(\theta)$	– бетонның температуралық деформациясы;
$\varepsilon_p(\theta)$	– кернелетін арматураның температуралық деформациясы;
$\varepsilon_s(\theta)$	– кернелмейтін арматураның температуралық деформациясы;
$\varepsilon_{s,fi}$	– θ температура кезінде кернелетін және кернелмейтін арматураның деформациясы;
λ	– жылу өткізгіштік коэффициенті, икемділік;
λ_c	– бетонның жылу өткізгіштік коэффициенті;
$\lambda_{0,fi}$	– өрт кезіндегі бағаналардың икемділігі;
μ	– кернелетін арматуралық элементтер мен олардың арналары арасындағы үйкелу коэффициенті;
ν	– Пуассон коэффициенті;
ν	– тілік сызаттарымен бетон үшін сығымдауға беріктік шегін азайту коэффициенті;
$\sigma_{c,fi}$	– өрт кезіндегі бетонның сығу кернеуі;
$\sigma_{s,fi}$	– өрт кезіндегі арматураның кернеуі;

- ρ_a – тығыздық;
 σ_c – бетондағы сығу кернеуі;
 σ_{cp} – бойлық күш салу немесе алдын ала кернеу кезінде бетондағы сығу кернеуі;
 σ_{cu} – ε_{cu} бетонның шектік салыстырмалы деформациясы кезіндегі бетондағы кернеу;
 τ – айналдыру кезіндегі тангенциальды кернеу;
 $\varnothing$ – арматураның немесе каналдың диаметрі;
 $\varnothing_n$ – шыбықтар будасының келтірілген диаметрі.

5.5 Индекстер

- f_i – өрт кезіндегі мән;
 t – уақытқа тәуелділік;
 θ – температураға тәуелділік.

5.6 Өлшеу бірліктері

- К – Кельвин;
мин – минут;
м – метр;
Н – Ньютон;
Па – Паскаль;
С – Цельсий.

6 ӘСЕР ЕТУ

6.1 Механикалық әсер ету

6.1.1 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 4.1.1-қосымша бөліміне және
ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 1.1(1)-т. сәйкес әсерлерді жіктейді:

а) әсер ету уақыты бойынша:

- G тұрақты әсер ету (уақыты бойынша өзгерістің ықтималдығы аз);
- Q айнымалы (салынған) әсерлер (уақыты бойынша өзгеріс ықтимал);
- A апаттық әсерлер (қысқа мерзімді ықтималдығы аз, бірақ конструкцияға немесе

оны пайдалану шарттарына елеулі әсер көрсететін әсер).

б) физикалық мәні бойынша:

- күштік;
- жылулық.

в) кеңістіктік таралуының өзгерісі бойынша:

- белгіленген (стационарлы);
- еркін.

г) құрылым реакциясы немесе табиғаты бойынша:

- статикалық;

– динамикалық;

д) шығу тегі бойынша:

– тікелей;

– жанама.

6.1.2 «Өрт» апаттық есептік жағдайы үшін анықтау керек:

– тікелей статикалық (және/немесе балама статикалық) бекітілген (және/немесе еркін) күш әсерлері (тұрақты және айнымалы);

– жанама статикалық салынған күш әсерлері (апаттық).

Ескертпе

1 Өрт кезіндегі жел әсерлерінен динамикалық әсерлерді ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011 және ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 5.1.3-т. сәйкес балама статикалық (бекітілген) әсерлерге келтіру керек. Жалпы жағдайда ғимараттың ішіндегі динамикалық жүктеулерді ескеруге жол берілмейді, өйткені жабдықтың және механизмдердің жұмысы өрт кезінде тоқтатылуы тиіс.

2 Өрттің жанама күштік әсерлерін (мысалы, өрт кезіндегі жылулық кеңею) ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 5.1.2-т. сәйкес балама күштік жүктеме ретінде ескеру керек. Сонымен қатар осы құралдың 3.4.9-тармағына Ескертпе –ні қараңыз.

6.1.3 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 4.1.1(5)-т. сәйкес әсерлердің барлық түрлері модель (есептік сұлба) арқылы сипатталады, бұл жағдайда оның шамасы көп жағдайда әртүрлі өзіндік шамаларды қабылдауы мүмкін сандық мәнмен (скалярмен) көрінеді. Күш әсерлері салынған күш (N , Н) немесе момент (M , Н·м) түрінде көрінеді.

6.1.4 Әсерлердің сипаттамалық мәндері ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 4.1.2(1)Р–т. сәйкес орташа мән, жоғарғы немесе төменгі мән немесе номиналды мән (яғни статистикалық бөліністің негізінде емес) ретінде белгіленеді. Бұл жағдайда конструкциялардың меншікті салмағынан немесе жүктемелерден туындаған күш әсерлері үшін көбінесе номиналды немесе орташа мәндер қабылданады (ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 4.1(1)-т. қараңыз). Егер қолданылатын материалдардың меншікті салмағының мәні олардың ылғалдығына және басқа сипаттамаларына байланысты елеулі айырмашылықтарға ие болса, онда меншікті салмақтың сипаттамалық мәнін ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (4.1.2) сәйкес анықтау керек.

6.1.5 G тұрақты күш әсерлеріне (жүктемелеріне) жатқызу керек (ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 5.1-қосымша бөліміне сәйкес):

а) құрылыстар бөліктерінің салмағы (ғимараттың меншікті салмағы), соның ішінде көтергіш және көтергіш емес бұйымдардың салмағы. Көтергіш емес бұйымдарға жатады:

– шатырдың жабыны;

– беттердің жабындары және қорғаныстық (оттан қорғайтын) жабындар;

– аралық қабырғалар және шеген;

– сүйеніштердің тұтқалары, жақтаулар, қоршаулар және қоршау элементтері;

– қасбеттер және қабырғалардың қаптамасы;

– аспалы төбелер;

– оқшауландыру;

– жабдықтың астына құю және бетондау, тірек бөліктері.

б) коммуникациялардың және стационарлы жабдықтың салмағы:

– аппараттар, моторлар, сыйымдылықтар, таспалы транспортерлер, конвейерлер, арқандарымен және бағыттаушыларымен тұрақты тірегіш машиналар;

– лифтілерге немесе эскалаторларға арналған жабдық;

– жылыту, желдету және кондициялау жүйелері;

– электрлі жабдық;

– жасырын коммуникациялар, арматурамен құбырлар;

– электр сымы.

в) топырақтардың (үйінділердің, төкпелердің) салмағы және қысымы, тау қысымы;

г) балласт ретінде әрекет ететін материалдардан жүктемелер;

д) негізінде немесе конструкцияла сақталатын алдын ала кернеу күші (арматурамен туындаған алдын ала кернеу немесе тіректердің қозғалуымен шақырылатын алдын ала кернеу).

6.1.6 Айнымалы (жүктелген) күш әсерлеріне (уақытша жүктемелерге) жатқызу керек (ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 6.1- қосымша бөліміне сәйкес):

а) уақытша арақабырғалар салмағы;

б) жабдықты толтырған қатты денелердің және сұйықтықтардың салмағы;

в) шахталарды желдету кезінде туындаған сыйымдылықтардағы және құбырлардағы газдардың, сұйықтықтардың және сусымалы денелердің қысымы, асқын қысым және ауаның сирексуі;

г) қоймалық орын-жайлардағы, тоңазытқыштардағы, қамбалардағы, кітап қоймаларындағы, мұрағаттардағы және осындай орын-жайлардағы стеллаж жабдығын және қоймаланатын материалдарды жабуға түскен жүктемелер;

д) сумен толтырылған жалпақ жабындардағы су қабатының салмағы;

е) егер жиналуына тиісті шаралармен жол берілмесе, өндірістік шаң шөгінділерінің салмағы;

ж) адамдардың, жануарлардың, жиһаздардың және жылжымалы жабдықтардың жүктемесі;

з) қар жүктемелері;

и) жел жүктемелері;

к) мұз жүктемелері.

Ескертпе – Шатырлардағы уақытша қар және жел жүктемелерін бір мезгілде әрекет етпейтіндер ретінде қарастыру керек. Егер уақытша жүктемелермен бірге қысқа мерзімді жүктемелер әрекет ететін болса (мысалы, желден және қардан), онда есептеуде ескерілетін осы жүктемелердің үйлесуін бір әсер ретінде қарастыру керек.

6.1.7 ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 А қосымшасында материалдардың меншікті салмағының орташа мәндері көрсетілген. Өлшеудің алдында тікелей немесе ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (4.1.2) сәйкес меншікті салмақты анықтауға жол беріледі.

6.1.8 Бұйымдардың номиналды өлшемдерін жұмыс сызбалары бойынша анықтау керек. Аражабындардың тақталары, қабырғалардың сыртқы панельдері, аспалы төбелер, лифтілердің шахталары немесе ғимараттардың жабдықтары секілді құрылыстық конструкциялар үшін дайындаушының деректерін қолдануға жол беріледі.

6.1.9 q_k (біркелкі таралған жүктеме) және Q_k (шоғырландырылған жүктеме) мәндерінің түрінде нормативті (үстеме) күш әсерлерінің мәндерін 6.1-кестеде келтірілген аудандарды пайдалану санаттарына сәйкес 6.2-кесте бойынша анықтауға жол беріледі (ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 (6.2) сәйкес). Егер бір мезгілде бірнеше санат пайдаланылатын болса, онда құрылыстық бұйымдарды есептеу негізіне пайдаланудың ең қолайсыз санаты алынуы тиіс.

Ескертпе – Өртүрлі пайдалану үшін қарастырылған жүктелетін беттерді есептеу кезінде жүктемелердің ең қолайсыз комбинацияларын қолдану керек. Физикалық себептер бойынша бір мезгілде туындай алмауы мүмкін әсерлерді осы комбинацияда ескеру міндетті емес.

6.1.10 Аражабындар (балкон), арқалықтар және шатырлар конструкцияларының ең төменгі жергілікті көтергіш қабілетін қамтамасыз ету үшін ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 6.2.1(3)Р –т. сәйкес, шоғырландырылған жүктемеге жеке қосымша есепті жүргізу керек, оны еген басқалай орнатылмаған болса, біркелкі таралған жүктемемен және басқа айнымалы әсерлермен үйлестірмеу керек. Шоғырландырылған жүктемені конструкцияның әрбір нүктесінде қолдану керек. Әдетте, базалық аудан үшін тарап ұзындығы 50 мм болатын квадратты қолданады.

6.1.11 [ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 6.2.2(1)] Бірнеше қабаттан түсетін жүктемені тартатын бағандар және қабырғаларды есептеу үшін салынған күштерді жекелеген қабаттардың аражабындары бойынша біркелкі таралған ретінде қарастыруға жол беріледі.

6.1.12 Қоймалық алаңдарға тік жүктемелердің нормативтік мәндері сусымалы материалдардың меншікті салмағын және себілген қабат биіктігінің жоғарғы есептік мәндерін ескере отырып, жобаланатын нысан үшін оның мақсатына сәйкес өзгеруі мүмкін. Кітаптарды немесе мұрағаттық құжаттарды қоймалау алаңдарына жүктемелерді меншікті салмақтың тиісті мәндерінің және стеллаждар биіктігі мен алаңдар мәндерінің негізінде анықтау керек.

6.1.13 Өндірістік алаңдарға жүктемелерді қарастырылған пайдалануға және қарастырылған жабдықтауға сәйкес анықтау керек. Ашалы тиеушілерден және көлік құралдарынан әсерлерді шоғырландырылған жүктемелер ретінде қарастыру және біркелкі таралған жүктемелермен бірге қолдану керек.

6.1.14 Ашалы тиеушілер және көлік құралдары болған жағдайда оларды шоғырландырылған жүктемелер ретінде қарастыру және ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 6.3.2.3 және 6.3.2.4 қосымша бөлімдеріне сәйкес қабылдау керек.

6.1.15 Аралық қабырғалардың 1,20 м дейінгі биіктігінде q_k көлденең біркелкі таралған жүктемесінің сипаттамалы мәндері 6.3-кестеде келтірілген. Қоғамдық шаралармен бірге адамдар көптеп жиналуы мүмкін беттер үшін, мысалы, стадиондарда, мінберлерде, сахналарда, жиналыс залдарында және конференц-залдарда көлденең біркелкі таралған жүктемені С5 санаты бойынша орнату керек.

6.1-кесте – Пайдалану санаттары

Санат	Пайдалану түрі	Мысалы
A	Тұрғын аудандар	Тұрғын аудандар, жатақханалар, ауруханадағы палаталар, қонақүйлердегі және демалыс үйлеріндегі нөмірлер, асүйлер, дәретханалар
B	Офистер (бюро)	
C	Адамдардың шоғырлану (жиналу) аудандары (A, B және D санаттарынан басқа)	C1: столдар және т.с.с. орналасқан орын-жайлар, мысалы, мектептерде, кафелерде, мейрамханаларда, асханаларда, кітапханаларда, қонақ бөлмелерінде
		C2: стационарлы отырғыштары бар орын-жайлар, мысалы, ғибадатханаларда, театрларда, кино залдарында, конференц-залдарда, аудиторияларда, жиналысқа арналған залдарда, қабылдау бөлмелерінде, вокзалдардың күту залдарында
		C3: адамдар еркін қозғалатын орын-жайлар, мысалы, мұражайларда, көрме залдарында және т.с.с., сонымен қатар вестибюльдерде, қоғамдық және әкімшілік ғимараттарда, қонақүйлерде, ауруханаларда, вокзалдардың күту залдарында
		C4: адамдардың белсенді қызметіне арналған орын-жайлар, мысалы билеу және дене шынықтыру залдары, сахналар
		C5: адамдардың жиналуы ықтимал орын-жайлар, мысалы, концерт залдары, спорт залдары және мінберлер, террасалар және перрондар секілді қоғамдық шаралар өткізілетін ғимараттарда
D	Сауда алаңдары	D1: бөлшек сауда дүкендері
		D2: сауда үйлері және универсамдар
E	Қоймалық және өндірістік алаңдар	E1: кітап қоймаларын немесе мұрағаттарды қосқанда, қоймалық алаңдар
		E2: өндірістік алаңдар
F	Жеңіл көлік құралдарына арналған көлік және тұрақ беттері (жалпы салмағы ≤ 30 кН, жүргізушіден басқа сегіз орыннан аз)	Көлікжай-тұрақтар, көлікжайлар, тұрақ платформалары

6.1-кесте – Пайдалану санаттары (жалғасы)

Санат	Пайдалану түрі	Мысалы
G	Орташа көлік құралдарына арналған көлік және тұрақ беттері (жалпы салмағы > 30 кН, бірақ ≤ 160 кН, екі осьті)	Кіру аймақтары, жеткізу аймақтары; өрт машиналарына арналған кіріс жолдар (жалпы салмағы ≤ 160 кН)
H	Техникалық қызмет көрсетуді және жөндеу жұмыстарын қоспағанда, пайдаланылмайтын шатырлар	
I	A – D санаттары бойынша қолданылатын шатырлар	
K	Арнайы пайдаланылатын шатырлар, мысалы, тікұшақтарды қондыруға арналған алаңшалар	

6.2-кесте – Аражабындарға, балкондарға және ғимараттардың баспалдақтарына түсетін айнамалы жүктемелер

Пайдалану санаттары	q_k , кН/м ²	Q_k , кН
A санаты:		
аражабындар	1,5– <u>2,0</u>	<u>2,0</u> –3,0
баспалдақтар	<u>2,0</u> –4,0	<u>2,0</u> –4,0
балкондар	<u>2,5</u> –4,0	<u>2,0</u> –3,0
B санаты	2,0– <u>3,0</u>	1,5– <u>4,5</u>
C санаты:		
C1	2,0– <u>3,0</u>	3,0– <u>4,0</u>
C2	3,0– <u>4,0</u>	2,5–7,0 (<u>4,0</u>)
C3	3,0– <u>5,0</u>	<u>4,0</u> –7,0
C4	4,5– <u>5,0</u>	3,5– <u>7,0</u>
C5	<u>5,0</u> –7,5	3,5– <u>4,5</u>
D санаты:		
D1	<u>4,0</u> –5,0	3,5–7,0 (<u>4,0</u>)
D2	4,0– <u>5,0</u>	3,5– <u>7,0</u>
E1	7,5	7,0

6.2-кесте – Аражабындарға, балкондарға және ғимараттардың баспалдақтарына түсетін айнамалы жүктемелер (жалғасы)

Пайдалану санаттары	q_k , кН/м ²	Q_k , кН
F санаты Көлік құралының жалпы салмағы ≤ 30 кН	1,5– <u>2,5</u>	10– <u>20</u>
G санаты 30 кН < Көлік құралының жалпы салмағы ≤ 160 кН	5,0	40– <u>90</u>
H санаты	0,00–1,00 (<u>0,4</u>)	0,9–1,5 (<u>1,0</u>)

Ескертпе

1 6.2-кестеде q_k және Q_k нормативтік мәндері көрсетілген. Асты сызылған мән ұсынылатын болып табылады. q_k мәні бұйымдар қималарының жалпы параметрлерін анықтау үшін арналған, Q_k мәні жергілікті әсерлерге тарайды.

2 F санатында осьтік жүктеме үшін G санатында - 100 мм және 200 мм дөңгелектің базалық бетінің квадраты тарапының ұзындығын қабылдау керек, бұл жағдайда осьтік жүктеменің орналасуы ең жағымсыз болуы тиіс.

3 H санатында q_k мәнін А алаңына жатқызуға жол беріледі. Осы ауданның ұсынылатын мәні 10 м² құрайды. Табақ болаттан басқа, шабыр жабынын 50 мм квадрат тарапының ұзындығымен квадратты базалық бет кезіндегі 1,5 кН шоғырландырылған жүктемеге есептеу керек. Q_k шоғырландырылған жүктемесінің орналасуы кезінде бедерлі немесе біркелкі емес бетпен шатыр жабындарын есептеу үшін жүктеменің қарастырылған жіктеуінен іс жүзіндегі базалық бетті қолдануға жол беріледі. Көшіру жолдарының бөлігі болып табылатын өткелдер үшін q_k мәнін 6.2-кесте бойынша анықтау керек. Қызметтік өткелдер үшін нормативтік жүктеменің минималды мәні қолданылады, $Q_k = 1,5$ кН.

6.3-кесте – Аралық қабырғаларға және қоршауларға түсетін көлденең жүктемелер

Пайдалану санаты	q_k , кН/м ²
А	0,2–1,0 (<u>0,5</u>)
В және С1	0,2–1,0 (<u>0,5</u>)
С2 – С4 және D	0,8– <u>1,0</u>
С5	3,0– <u>5,0</u>
Е	0,8– <u>2,0</u>

Ескертпе – 6.3-кестеде q_k сипаттамалы мәндері көрсетілген. Асты сызылған мән ұсынылатын болып табылады.

6.1.16 Уақытша арақабырғалардың меншікті салмағын есепке алу үшін ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 (6.3.1.2(8)) талаптарына және 6.2-кестеге сәйкес айнамалы (үстеме) жүктемелерге қосылатын біркелкі таралған балама жүктемені қолдану керек.

6.1.17 Уақытша арақабырғалардың меншікті салмағына байланысты осы біркелкі таралған беткі жүктемені келесі түрде орнатуға жол беріледі:

- уақытша арақабырғаның меншікті салмағында $\leq 1,0 \text{ кН/м}$ – $q_k = 0,5 \text{ кН/м}^2$;
- сол секілді $\leq 2,0 \text{ кН/м}$ – $q_k = 0,8 \text{ кН/м}^2$;
- “ $\leq 3,0 \text{ кН/м}$ – $q_k = 1,2 \text{ кН/м}^2$;

– әлдеқайда ауыр уақытша арақабырғалар үшін ықтимал орналасу орнын және бағыттарды, аражабын типін ескеру керек.

6.1.18 Құрылыстық конструкцияның жүктелетін ауданына байланысты, А – Е, I орын-жайларының ауданын пайдалану санаттарының үстеме (айнымалы) жүктемесін, соның ішінде бірнеше қабат үшін, 6.2.1(4)-т. және ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 (6.1) Формуласына сәйкес, α_A азайту коэффициентіне көбейту арқылы азайтуға жол беріледі:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0, \quad (6.1)$$

мұнда ψ_0 – үйлесу коэффициенті;

A_0 – $10,0 \text{ м}^2$;

A – жүктелетін беттің ауданы.

С және D санаттары үшін төмендеу коэффициентін $\alpha_A \geq 0,6$ ретінде қабылдау керек.

6.1.19 Бірнеше қабат үшін А – D орын-жайларының ауданын пайдалану санаттарының жүктемелері бойынша анықталатын бағаналарға және қабырғаға түсетін жүктемені α_n азайту коэффициентіне көбейтуге жол беріледі. α_n азайту коэффициентін ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 (6.2) Формуласы бойынша анықтау ұсынылады:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n}, \quad (6.2)$$

мұнда n – бір пайдалану санатының қабырғаларынан және жүктелетін тіректерден жоғары қабаттардың саны ($n > 2$);

ψ_0 – айнымалы әсердің комбинациялық мәніне коэффициент.

Бұл жағдайда ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 3.3.2(2)Р-т. сәйкес, ψ үйлесу коэффициентін немесе α_n азаю коэффициентін қолдану керек.

Ескертпе – Бұл жағдайда бағаналар және қабырғалар үшін α_A және α_n екі азаю коэффициентін бір мезгілде пайдалануды болдырмау керек. Осы құралдың 6.1.18 және 6.1.19 тармақшаларынан шығара келе, мәндердің ең азын - $\psi \alpha_A$ немесе α_n қолдану тиімді.

6.1.20 F күш әсерінің F_d есептік мәні ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.1) Формула бойынша ұсынылуы мүмкін:

$$F_d = \gamma_f F_{\text{rep}} = \gamma_f \psi F_k, \quad (6.3)$$

мұнда F_k – күш әсерінің сипаттамалық мәні;

F_{rep} – күш әсерінің репрезентативті мәні;

γ_f – өзіндік мәндерге қатысты әсерлердің қолайсыз ауытқу мүмкіндігін ескеретін әсер үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

ψ – 1,00 немесе ψ_0 , ψ_1 және ψ_2 мәнін қабылдайды.

Ескертпе – (6.1) формуласында сипаттамалық мәннен жеке күш әсерінің (тұрақты немесе айнымалы) есептік мәніне өтудің жалпы түрі көрсетілген. Жалпы, оны γ_f қауіпсіздік коэффициентіне және ψ айнымалы әсердің комбинациялық мәніне коэффициент көбейту талап етілетіндігі көрінеді.

6.1.21 Қабылданған есептік жағдайдың F күш әсерлерінің барлық түрлері үшін ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 6.4.3-қосымша бөліміне сәйкес E_d әсерлерінің есептік комбинациясын анықтау керек. Қарастыруға жататын әсерлер нәтижелерінің комбинациясы басым айнымалы әсердің есептік мәнін және ілесе жүретін айнымалы әсерлер мәндерінің есептік комбинациясын қамтуы тиіс. STR және EQU шектік күйлері үшін әсерлер комбинациясы ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.10) Формуласы бойынша көрінугі мүмкін:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (6.4)$$

немесе әлдеқайда қолайсыз күйді жүзеге асыратын ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.10a, 6.10b) екі Формуласының бірі ретіндегі балама ретінде (STR шектік күйі үшін):

$$\left\{ \begin{aligned} E_d &= \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \end{aligned} \right. \quad (6.5a)$$

$$\left\{ \begin{aligned} E_d &= \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \end{aligned} \right. \quad (6.5b)$$

мұнда “+” – «үйлесуі тиіс»;

Σ – «құрама нәтижесі»;

ξ – G қолайсыз тұрақты әсерлер үшін редакция коэффициенті.

6.1.22 Апаттық есептік жағдайлар кезінде E_d әсер ету нәтижесі ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.11) Формуласы бойынша анықталады:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (6.6)$$

$\psi_{1,1}$ және $\psi_{2,1}$ мәндерінің ішіндегі азын қолдануға жол беріледі.

6.1.23 Егер өрттің жанама күш әсерлері ескерілмесе, онда әсер ету нәтижесі $t = 0$ уақыт үшін әсерлердің үйлесуі үшін конструкцияларды талдау арқылы анықталады. $E_{fi,d}$ әсер ету нәтижесін өрттің барлық ұзақтығы бойына тұрақты қабылдауға жол береді.

6.1.24 Үйлесудің жалпы коэффициенттері 6.4-кестеде белгіленген.

6.4-кесте – Үйлесудің жалпы коэффициенттерінің сандық мәндері

Әсер ету	ψ_0	ψ_1	ψ_2
А санаты: тұрғын үйлер	0,7	0,5	0,3
В санаты: офистік ғимараттар			
С санаты: жиналуға арналған аймақтар	0,7	0,7	0,6
Д санаты: сауда алаңдары			
Е санаты: қойма алаңдары	1,0	0,9	0,8
Ғ санаты: көлік құралының салмағы ≤ 30 кН	0,7	0,7	0,6
Г санаты: 30 кН $<$ көлік құралының салмағы ≤ 160 кН	0,7	0,5	0,3
Н санаты: шатырлар	0,7	0	0
Ғимаратқа түсетін қар жүктемелері (ҚР ҚН EN 1991-1-3 қараңыз): $s_k < 2,75$ кН/м ² $s_k \geq 2,75$ кН/м ²	0,7	0,4	0,2
	0,7	0,5	0,3
Ғимаратқа түсетін жел жүктемелері (ҚР ҚН EN 1991-1-4 қараңыз)	0,6	0,2	0

6.1.25 қалыпты шарттар үшін тұрақты және айнымалы есептік жағдайларда ((6.4) – (6.5б) Формуласын қараңыз) конструкция элементтерінің көтергіш қабілетінің резервін (қалдығын) есептеу кезінде (STR) және беріктікті және тұрақтылықты есептеу кезінде көтергіш қабілетінің шектік күйлері үшін әсер ету қауіпсіздігінің жеке коэффициенттері ретінде 6.5-кестеден мәндерді қолдану керек.

Құрылыстың статикалық тепе-теңдігі (EQU) 6.5(А)-кестенің деректерін пайдаланып тексерілуі тиіс. Конструктивті элементтерді есептеу (STR) 6.5(В)-кесте деректерін ескере отырып орындалуы тиіс.

6.1.26 Апаттық есептік жағдайлар үшін көтергіш қабілеті бойынша шектік күйлерге арналған қауіпсіздік коэффициенттері (6.6-Формула) 1,0-ге тең болып қабылдануы тиіс. Конструктивті элементтерді есептеу 6.6-кестенің деректерін ескере отырып орындалуы тиіс.

6.1.27 Құрылыстың статикалық тепе-теңдігінің шектік күйін тексеру кезінде (EQU) ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.7) Формуласы бойынша шарт тексерілуі тиіс:

$$E_{d,dst} \leq R_{d,stab}, \quad (6.7)$$

мұнда $E_{d,dst}$ – тұрақсыздандырғыш әсерлер нәтижесінің есептік мәні;

$R_{d,stab}$ – тұрақтандырушы әсерлер нәтижесінің есептік мәні .

6.1.28 Секцияның, элементтің немесе қосылыстың (STR) бұзылуымен немесе шектен тыс деформациясымен байланысты шектік күйді қарау кезінде ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.8) Формуласы бойынша тексерілуі тиіс:

$$E_d \leq R_d, \quad (6.8)$$

мұнда E_d – әсерлер нәтижесінің, мысалы, ішкі күштің, моменттің немесе бірнеше ішкі күшті және моментті сипаттайтын вектордың есептік мәні;

R_d – сәйкес кедергінің (көтергіш қабілетінің) есептік мәні.

6.1.29 ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (4.1) Формуласына сәйкес өрт кезіндегі әсерлердің нәтижелерін қалыпты температуралар кезінде алынған нәтижелерді пайдаланумен анықтауға жол беріледі:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d, \quad (6.9)$$

мұнда E_d – негізгі комбинациядан әсердің сәйкес есептік нәтижесі;

$E_{fi,d}$ – өрт кезіндегі әсер нәтижесінің сәйкес келетін тұрақты есептік мәні;

η_{fi} – келтірілген коэффициент.

6.5-кесте – Әсерлердің есептік мәндері

Есептік жағдайлар	Тұрақты әсерлер		Жетекші әсер	Ілеспе әсерлер
	қолайсыз	қолайлы		басқалары
EQU (А тобы)				
Формула (6.4)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	$\gamma_{Gj,sup} = 1,10$	$\gamma_{Gj,inf} = 0,90$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$ – қолайсыз әсер кезінде; $\gamma_{Q,1} = 0$ – қолайлы әсер кезінде	$\gamma_{Q,i} = 1,50$ – қолайсыз әсер кезінде; $\gamma_{Q,i} = 0$ – қолайлы әсер кезінде
STR (В тобы)				
Формула (6.4) немесе (6.5a)/(6.5б)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	$\gamma_{G,sup} = 1,35$	$\gamma_{G,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$ – қолайсыз әсер кезінде; $\gamma_{Q,1} = 0$ – қолайлы әсер кезінде	$\gamma_{Q,i} = 1,50$ – қолайсыз әсер кезінде; $\gamma_{Q,i} = 0$ – қолайлы әсер кезінде
	$\xi = 0,85$			

6.6-кесте – Апаттық есептік жағдайлардағы әсерлердің есептік мәндері

Есептік жағдай	Тұрақты әсерлер		Басым әсер	Ілеспе әсерлер	
	қолайсыз	қолайлы		Басты (болған жағдайда)	басқалары
Апаттық (Формула (6.7))	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	$\psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}Q_{k,i}$

6.1.30 Кестелік деректер үшін (10-тарау) жүктеме деңгейі
ҚР ҚН EN 1991-1-2:2008/2011 (4.2) Формула бойынша анықталады:

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot R_d, \quad (6.10)$$

мұнда R_d – қалыпты температура кезіндегі элементтің есептік кедергісі;

$\eta_{fi,t}$ – өрт кезіндегі жүктеменің есептік деңгейінің коэффициенті.

6.1.31 Осы құралдың (6.4) Формуласы бойынша жүктемелер комбинациясының η_{fi} коэффициенті ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (2.5) Формула бойынша анықталады:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}, \quad (6.11)$$

мұнда $Q_{k,1}$ – басым айнымалы әсер;

G_k – тұрақты әсердің сипаттамалық мәні;

γ_G – тұрақты әсер үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

$\gamma_{Q,1}$ – басым айнымалы әсер үшін қауіпсіздіктің жеке коэффициенті;

ψ_{fi} – $\psi_{1,1}$, немесе $\psi_{1,2}$ түрінде берілген жеке немесе квазитұрақты мәндер үшін комбинация коэффициенті.

немесе ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (2.5a, 2.5b) Формулаларына сәйкес осы құралдың (6.5a) және (6.5b) Формулалары бойынша жүктемелердің комбинациясы үшін:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}, \quad (6.12a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}, \quad (6.12b)$$

Ескертпе

1 (6.11) Формулаларымен анықталатын $\psi_{1,1}$ әртүрлі мәндерімен $Q_{k,1}/G$ қатынасынан η_{fi} коэффициентінің тәуелділігі келесі жол берулермен 6.1-суретте келтірілген: $\gamma_{GA} = 1$, $\gamma_G = 1,35$ және $\gamma_Q = 1,5$ (осы құралдың 6.5(В)-кестенің деректеріне сәйкес).

2 $\eta_{fi} = 0,7$ қолдануға жол беріледі.

6.2 Температуралық әсер ету

6.2.1 ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 3.1-қосымша бөліміне сәйкес, конструкцияның бетіне өрт кезіндегі жылулық әсерлер ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (3.1) Формуласы бойынша сәулелендірумен және конвекциямен жылу берілісін ескере отырып анықталатын $\dot{h}_{net}$, Вт·м⁻² нәтижелеуші жылу ағынымен беріледі:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}, \quad (6.13)$$

мұнда $\dot{h}_{net,c}$ – конвекциямен нәтижелеуші меншікті жылу ағыны;

$\dot{h}_{net,r}$ – сәулелендірумен нәтижелеуші меншікті жылу ағыны.

6.2.2 Конвекциямен нәтижелеуші меншікті жылу ағыны, Вт·м⁻², ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (3.2) Формуласымен анықталады:

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m), \quad (6.14)$$

мұнда α_c – конвекциямен жылу берілісінің коэффициенті, Вт·м⁻²·К⁻¹;

θ_g – конструкция жанындағы температура, °С;

θ_m – конструкция бетінің температурасы, °С.

6.2.3 Номиналды (стандартты) температуралық режимге сәйкес келетін конвекциямен жылу беру коэффициентінің мәні $\alpha_c = 25$ Вт·м⁻²·К⁻¹ тең болып қабылданады (көмірсутектердің өрті үшін – $\alpha_c = 50$ Вт·м⁻²·К⁻¹, өрттердің жеңілдетілген және жалпы модельдері үшін – $\alpha_c = 35$ Вт·м⁻²·К⁻¹).

6.2.4 Қоршау конструкцияның жылытылмайтын жағындағы жиынтық жылу ағыны $\alpha_c = 4$ Вт·м⁻²·К⁻¹ қабылдап, (6.13) Формуласын пайдаланумен анықталады. Егер конвекциямен жылу берілісінің коэффициенті сәулелендірумен жылу берілісін қамтитындығы қабылданатын болса, онда $\alpha_c = 9$ Вт·м⁻²·К⁻¹.

6.2.5 Сәулелендірумен нәтижелеуші меншікті жылу ағыны, Вт·м⁻², ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (3.3) Формуласы бойынша анықталады:

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot ((\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4), \quad (6.15)$$

мұнда Φ – сәулеленудің бұрыштық коэффициенті;
 ε_m – конструкция бетінің қаралық дәрежесі;
 ε_f – жалын (өрт) қаралығының дәрежесі;
 $\sigma = 5,67 \times 10^{-8} \text{ Вт} \cdot \text{м}^{-2} \cdot \text{К}^{-4}$ – Стефан – Больцман тұрақтысы;
 θ_r – өрттің сәулеленуінің тиімді температурасы, °С;
 θ_m – конструкция бетінің температурасы, °С.

Ескертпе – Конструкция бетінің қаралық дәрежесі $\varepsilon_m = 0,8$ болып қабылданады, жалынның (өрттің) қаралық дәрежесі $\varepsilon_f = 1$ болып қабылданады. Сәулеленудің бұрыштық коэффициентін 1,0-ге тең қабылдауға, немесе ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 G қосымшасына сәйкес есептеуге жол беріледі.

6.2.6 Жалын толық қамтыған конструкция үшін ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 3.1(8)-т. сәйкес θ_r өрттің сәулеленуінің тиімді температурасы θ_g оның жанындағы ортаның температурасын тең болып қабылдануы мүмкін. θ_g конструкция жанындағы ортаның температурасы номиналды температуралық режимдерді пайдаланумен немесе өрт модельдерінің көмегімен анықталады.

6.2.7 ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 сәйкес, жеңілдетілген және жалпы моделдеуге негізделген өрт режимдерін және өрттердің номиналды температуралық режимдерін ерекшелейді.

6.2.8 Номиналды температуралық режимдерге жатқызылады:

– ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (3.4) Формуласы бойынша анықталатын стандартты температуралық режим:

$$\theta_g = 20 + 345 \lg(8t + 1), \quad (6.16)$$

мұнда θ_g – конструкциялар жанындағы ортаның температурасы, °С;
 t – уақыт, мин.

– ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (3.5) Формуласы бойынша анықталатын сыртқы өрттің температуралық режимі:

$$\theta_g = 660 \cdot (1 - 0,687 e^{-0,32t} - 0,313 e^{-3,8t}) + 20, \quad (6.17)$$

мұнда θ_g – конструкция жанындағы ортаның температурасы, °С;
 t – уақыт, мин.

– ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (3.6) Формуласы бойынша анықталатын көмірсутек өртінің температуралық режимі:

$$\theta_g = 1080 (1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,675 e^{-2,5t}) + 20, \quad (6.18)$$

мұнда θ_g – конструкция жанындағы ортаның температурасы, °С;

t – уақыт, мин.

6.2.9 Өрттердің жеңілдетілген модельдері шектелген қолдану облысымен белгіленген физикалық параметрлерге (меншікті өрт жүктемесі, қоршау конструкцияларының жылу жұтқыш қабілеті, ойықтық) базаланады (ең жоғары биіктігі 4 м дейін және 500 м² аспайтын өрт бөлімінің ауданы үшін).

6.2.10 Өрттің көлемді және жергілікті жеңілдетілген модельдерін бөледі. Көлемді өрттер үшін уақытқа байланысты температураны бөлу біркелкі (орта көлемді), жергілікті өрттер үшін – біркелкі емес болып қабылданады. Көлемді жалындау мүмкін болмаған жағдайда есепте жергілікті өрттің жылулық әсерлері келтірілуі тиіс.

6.2.11 Ғимараттың ішінде орналасқан конструкциялар үшін көлемді өрттерді есептеу әдісі ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 А қосымшасында келтірілген. Жергілікті өртті есептеу әдісі ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 С қосымшасында келтірілген.

6.2.12 Өрттің жалпы модельдері ескеруі тиіс:

- ортаның (газдардың) қасиеттері;
- салмақ алмасу;
- жылу алмасу (энергетикалық алмасу).

6.2.13 Жалпы модельдердің келесі түрлерін ерекшелейді:

– мезгілге байланысты орын-жайда температураның біркелкі таралуына негізделген бір аймақтық модельдер;

– екі қабатты пайдалануға негізделген қос аймақтық модельдер: мезгілге байланысты қалыңдықпен және температураның біркелкі таралуымен жоғарғы, сонымен қатар біркелкі, уақытқа байланысты төмендеу температурамен төменгі;

– өрттің ұзақтығына және кеңістіктік орналасуына байланысты орын-жайда температураның өсуін анықтайтын есептегіш газ динамикалық (далалық) модельдер.

6.2.14 бір аймақтық, қос аймақтық немесе далалық модельді пайдаланған кезде жылулық әсерлерді есептеу әдістері ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (D қосымшасы) келтірілген.

1-МЫСАЛ (6.1.17-т.) қалыңдығы 120 мм және биіктігі 2,5 м кірпіш арақабырғаның салмағы 1500 кг/м³ болатын кірпіштік меншікті салмағында 4,5 кН/м құрайды. Бұл жағдайда біркелкі бөлінген балама жүктемені қолдануға болмайды, арақабырғаның әсерін шоғырландырылған жүктеме ретінде ескеру керек.

2-МЫСАЛ (6.1.19-т.) екі бағытта 6,0 м бағана қадамымен 8 қабаттық офистік ғимаратты есептеу үшін (жүктелетін беттің ауданы 36 м²):

Төмендеу коэффициенті α_A :

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A} = \frac{5}{7} \times 0,7 + \frac{10}{36} = 0,78.$$

Төмендеу коэффициенті α_n :

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n} = \frac{2 + (8 - 2) \times 0,7}{8} = 0,78.$$

Формуладан

$$\psi \cdot \alpha_A = 0,7 \times 0,78 = 0,54 < \alpha_n = 0,78.$$

Сондықтан бағаналар және қабырғалар үшін есепте $\psi \cdot \alpha_A$ коэффициенттерінің үйлесуін пайдаланған әлдеқайда тиімді.

3-МЫСАЛ (6.5-кесте) Қалыңдығы 140 мм болатын тұтасқұймалы темірбетон аражабын онда орналасқан бөлшек сауда дүкендерімен пайдаланылады. Қалыпты шарттарда шектік күй (STR) үшін аражабынға жиынтық күш әсерін анықтау керек.

6.1.5-тармаққа сәйкес, аражабынның меншікті салмағы тұрақты күш әсерлеріне жатады. Оның меншікті салмағы ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 А.1-кестеге сәйкес, арматуралауды ескергенде $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$ құрайды. Сәйкесінше, аражабынға тұрақты жүктеменің сипаттамалық мәні құрайды: $G_k = 25 \times 0,14 = 3,5 \text{ кН/м}^2$.

6.1.9-тармаққа және 6.1 және 6.2-кестелерге сәйкес айнымалы (үстеме) сипаттамалық әсер D1 санаты үшін $q_k = 4,0 \text{ кН/м}^2$ және $Q_k = 4,0 \text{ кН}$ тең болып анықталады. Әсер 6.1.6-Тармаққа сәйкес барлық мүмкін болатын айнымалы жүктемелерді ескереді, сондықтан комбинацияларда ол жалғыз болып қабылданған.

6.1.24-тармаққа және 6.4-кестеге сәйкес, сауда алаңшалары үшін комбинация коэффициенттері $\psi_0 = \psi_1 = 0,7$; $\psi_2 = 0,6$ мәндерін қабылдайды.

6.5-кестеге сәйкес, шектік күй (STR) үшін қауіпсіздік коэффициенттері тең: $\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35$; $\gamma_{Q,i} = 1,50$.

(6.4) Формулаға сәйкес, q_k (Q_k) басқа, алдын ала кернеу күштерінің және басқа айнымалы жүктемелердің жоқтығын ескере отырып:

$$\begin{aligned} E_d &= \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} = \\ &= \gamma_{G,\text{sup}} \cdot G_{k,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,35 \times 3,5 + 1,50 \times 4,0 = 10,73 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

(6.5a) Формулаға сәйкес, q_k (Q_k) басқа P алдын ала кернеуінің және басқалай айнымалы жүктемелердің жоқтығын ескере отырып:

$$\begin{aligned} E_d &= \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} = \\ &= \gamma_{G,\text{sup}} G_{k,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} = 1,35 \times 3,5 + 1,50 \times 0,7 \times 4,0 = 8,93 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

(6.5б) Формулаға сәйкес, q_k (Q_k) басқа P алдын ала кернеу күшінің және басқа айнымалы жүктемелердің жоқтығын ескере отырып:

$$\begin{aligned} E_d &= \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} = \\ &= \xi \cdot \gamma_{G,\text{sup}} \cdot G_{k,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} = 0,85 \times 1,35 \times 3,5 + 1,50 \times 4,0 = 10,02 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

6.1.21 Тармаққа сәйкес (6.4) Формуласы бойынша комбинациялардың нәтижесін немесе баламасын немесе (6.5a) және (6.5б) Формулалары бойынша әсерлер комбинациясының ең жоғары нәтижесін қабылдауға жол беріледі. Конструкциялардың материал сыйымдылығы тұрғысынан (6.5б) Формуласын

пайдаланумен анықталған немесе 36 м^2 жүктелетін бет ауданының азаю коэффициентімен әсерлер комбинациясы әлдеқайда тиімді болып табылатындығы анық:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A} = \frac{5}{7} \times 0,7 + \frac{10}{36} = 0,78,$$

$$E_d = \xi \cdot \gamma_{G,\text{sup}} \cdot G_{k,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} \cdot \alpha_A \cdot Q_{k,1} = 0,85 \times 1,35 \times 3,5 + 1,50 \times 0,78 \times 4,0 = 8,70 \text{ кН/м}^2.$$

Қалыпты шарттарда шектік күйге дейін (STR) аражабынға жиынтық күш әсері $8,70 \text{ кН/м}^2$ құрайды (немесе жиынтықталған жүктеме – $4,68 \text{ кН}$).

4-МЫСАЛ (6.6-кесте) Қалыңдығы 140 мм тұтас құймалы темірбетон аражабын оған орналастырылған бөлшек сауда дүкендерімен пайдаланылады. Апаттық есептік жағдайда шектік күй үшін (STR) аражабынға жиынтық күш әсерін анықтайды. Алдыңғы мысалдың, сонымен қатар (6.6) Формуланың деректері негізінде, $\psi_2 = 0,6$ әлдеқайда тиімді аз мәнді қабылдайтындығын ($\psi_1 = 0,7$) ескере отырып, сонымен қатар 3.4.9 Тармаққа сәйкес $A_d = 0$ апаттық әсерді қабылдап, жиынтық күш әсері құрайды:

$$\begin{aligned} E_{fi,d} &= \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + \min\{\psi_{1,1}; \psi_{2,1}\} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} = \\ &= G_{k,\text{supp}} + \psi_{2,1} \cdot \alpha_A \cdot Q_{k,1} = 3,5 + 0,6 \times 0,78 \times 4,0 = 5,37 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

Қалыпты шарттарда аражабынға жиынтық күш әсері өрттің апаттық жағдайында жиынтық күш әсерінен әрдайым жоғары екендігі анық.

5-МЫСАЛ (6.1.31) Салмағы $3,0 \text{ кН/м}^2$ аражабынның темірбетонды көп қуысты тақтасы тұрғын ғимаратта пайдаланылады. 6.1.5-тармаққа сәйкес, G_k тұрақты әсері тақтаның меншікті салмағына тең, $3,0 \text{ кН/м}^2$ болып қабылданады.

6.1 және 6.2-кестелерге сәйкес, тақта үшін айнымалы (салынған) сипаттамалық әсер $2,0 \text{ кН/м}^2$ құрайды. Әсер 6.1.6-т. сәйкес барлық мүмкін болатын айнымалы жүктемелерді өзінде ескереді, сондықтан үйлесулерде ол жеке болып қабылданған. 6.1.24-т. және 6.4-кестеге сәйкес, тұрғын аудандар үшін үйлесу коэффициенттері келесі мәндерді қабылдайды: $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,5$; $\psi_2 = 0,3$.

6.5-кестеге сәйкес, шектік күй үшін (STR) қауіпсіздік коэффициенттері тең болады: $\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35$; $\gamma_{Q,i} = 1,50$.

Осылайша, жүктемелердің комбинациясы үшін η_{fi} коэффициент (6.11) Формулаға сәйкес құрайды:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,0 + 0,5 \times 2,0}{1,35 \times 3,0 + 1,50 \times 2,0} = 0,57.$$

Осы секілді жүктемелердің үйлесуі үшін $\eta_{fi} = 0,57$ коэффициент мәнін 6.1-сурет бойынша $Q_{k,1}/G_k = 2,0/3,0 = 0,67$ және $0,5$ тең болатын $\psi_{1,1}$ айнымалы әсерлердің жеке мәндеріне арналған коэффициент рақатынасы үшін анықтауға болады.

$\psi_{fi} = \psi_{2,1}$ үшін (6.11) Формулаға сәйкес жүктемелердің үйлесуі үшін η_{fi} коэффициент құрайды:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,0 + 0,3 \times 2,0}{1,35 \times 3,0 + 1,50 \times 2,0} = 0,51.$$

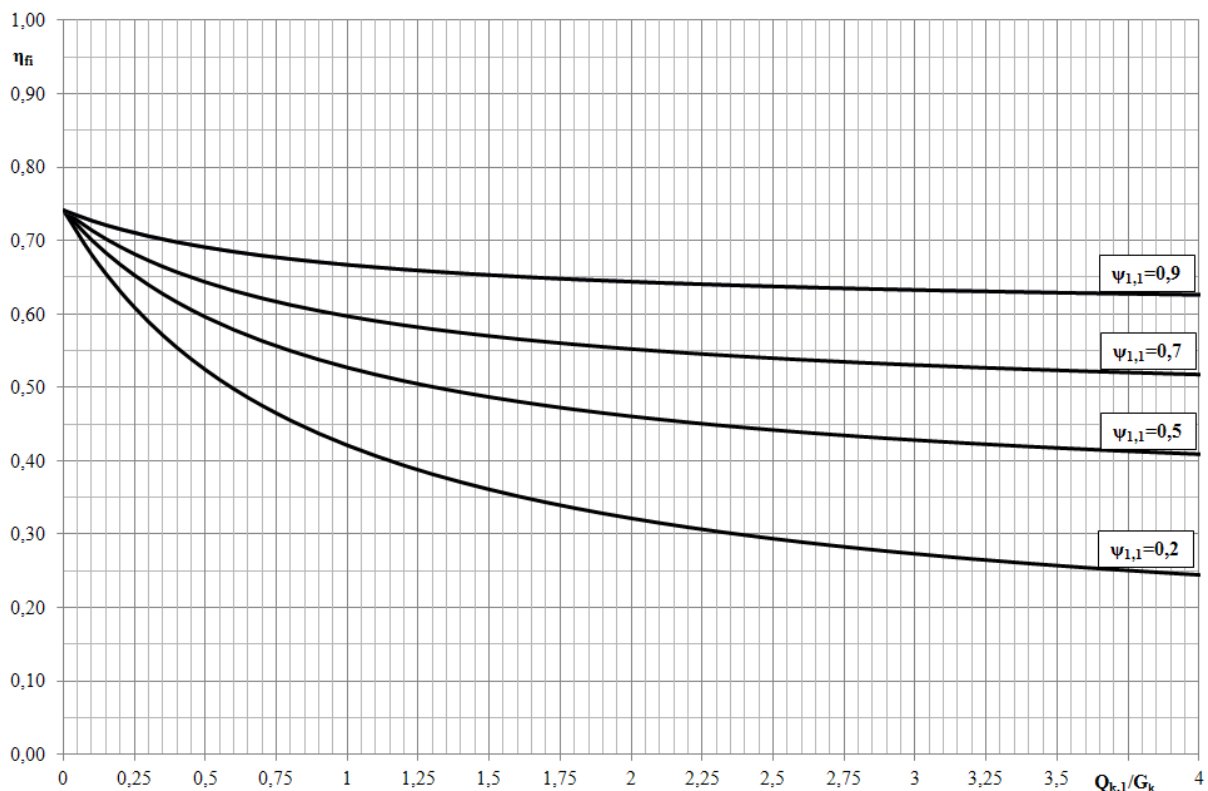
$\psi_{fi} = \psi_{2,1}$ үшін (6.12a) Формулаға сәйкес жүктемелердің үйлесуі үшін η_{fi} коэффициент құрайды:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,0 + 0,3 \times 2,0}{1,35 \times 3,0 + 1,50 \times 0,7 \times 2,0} = 0,59.$$

$\psi_{fi} = \psi_{2,1}$ үшін (6.12б) Формулаға сәйкес жүктемелердің үйлесуі үшін η_{fi} коэффициент құрайды:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,0 + 0,3 \times 2,0}{0,85 \times 1,35 \times 3,0 + 1,50 \times 2,0} = 0,56.$$

Есептеудің нәтижелері бойынша аз, тиімді мән $\psi_{fi} = \psi_{2,1}$ үшін (6.11) Формулаға сәйкес алынуы мүмкіндігі көрінеді.



6.1-сурет – $Q_{k,1}/G_k$ қатынасына η_{fi} коэффициенттің тәуелділігі

7 МАТЕРИАЛДАРДЫҢ СИПАТТАМАЛАРЫ

7.1 Жалпы деректер

7.1.1 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 4.2(1)-т. сәйкес осы құралда бетонның және арматураның беріктік және деформациялық қасиеттері сипаттамалық мәндерде көрсетілген. Қаттылық параметрлері (мысалы, серпімділік модулі) және жылулық кеңею коэффициенттері үшін орташа мәндер қабылданған (ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 4.2(8)-т. сәйкес).

7.1.2 ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 2.3(1)Р-т. сәйкес $X_{d,fi}$ материалдардың механикалық (беріктік және деформациялық) сипаттамаларының есептік мәндері (отқа

төзімділікті есептеу үшін $\gamma_{M,fi}=1,0$ қауіпсіздіктің жеке коэффициентін қабылдай отырып) ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, (2.1) Формула бойынша анықталады:

$$X_{d,fi} = \frac{k_{\theta} X_k}{\gamma_{M,fi}} = k_{\theta} X_k, \quad (7.1)$$

мұнда X_k – қалыпты температура кезіндегі беріктік немесе деформациялық сипаттамалардың сипаттамалық мәні (әдетте f_k немесе E_k);

k_{θ} – температурасына байланысты материалдың беріктік немесе деформациялық сипаттамаларын төмендету коэффициенті ($X_{d,\theta}/X_k$);

$\gamma_{M,fi}$ – өрт кезінде материалдың тиісті сипаттамасына арналған қауіпсіздіктің жеке коэффициенті.

7.1.3 ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 2.3(2)Р –т. сәйкес, $X_{d,fi}$ материалдардың жылу техникалық сипаттамаларының есептік мәндері олардың $X_{k,\theta}$ сипаттамалық мәніне тең болып қабылданады ($\gamma_{M,fi}=1,0$ қауіпсіздіктің жеке коэффициентін қабылдаумен).

7.2 Бетонның сипаттамалары

7.2.1 Бір осьтік қысуға бетонның беріктігі беріктік бойынша бетонның кластарымен белгіленеді (7.1-кестені қараңыз) және S_x/u (қалыпты бетон үшін) түрінде белгіленумен ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 3.1-кестеге және 11.3.1-кестеге және ҚР СТ EN 206-1 сәйкес анықталады, мұнда x – сығу кезіндегі сипаттамалық (5 %) цилиндрлі беріктік f_{ck} , u – сығу кезіндегі сипаттамалық (5 %) кубикті беріктік $f_{ck,cube}$. Бетон беріктігінің есептік мәнін анықтау үшін сығу кезіндегі цилиндрлі беріктіктің сипаттамалық мәні пайдаланылады f_{ck} .

Ескертпе – ҚР СТ EN 206-1 сәйкес, үлгі-цилиндрлерді 150 мм диаметрде және 300 мм биіктікпен орындайды, үлгі-кубтарды 150 мм қыр ұзындығымен орындайды. Барлық үлгілерді 28 тәулік мерзімінде сынайды.

7.2.2 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011B, 3.1.3(2)-т. сәйкес, бетонның серпімділік модулі оны құраушылардың серпімділік модульдеріне байланысты. Кварцті толтырғыштарда бетонға арналған $\sigma_c = 0$ және $0,4 \cdot f_{cm}$ нүктесі арқылы жүргізілген қима арқылы анықталған E_{cm} серпімділік модулінің жақындатылған мәндері 7.1-кестеде келтірілген. Әктен немесе құмтастан толтырғыштарда бұл мәндер сәйкесінше 10 % және 30 %-ға азайтылуы тиіс. Базальтты толтырғыштар кезінде мән 20 %-ға ұлғайтылуы тиіс.

7.1-кесте – Қалыпты бетонның беріктік және деформациялық қасиеттерінің сипаттамалық мәндері

Бетонның беріктігі кластары														
Бетон класы	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} , %	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44

7.2.3 [ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 3.1.3(4)-т.] Пуассон коэффициенті сызаттармен бетон үшін 0,2 тең және сызатты бетон үшін 0-ге тең болып қабылдануы мүмкін.

7.2.4 Бетонның бір ості кернеулі жай-күйінің беріктік және деформациялық сипаттамаларын деформациялау диаграммасы түрінде көрсету қабылданған. Жоғары температура кезінде бетонның деформациялану диаграммасының түрі 7.1-суретте көрсетілген.

7.2.5 Деформация диаграммасының өзіндік нүктелері (есептеу кезіндегі шектік мәндер) анықталады:

- сығуға шектік кедергімен $f_{c,\theta}$;
- $f_{c,\theta}$ сәйкес келетін $\varepsilon_{c1,\theta}$ салыстырмалы деформациясымен;
- $\varepsilon_{cu1,\theta}$ шектік салыстырмалы деформациясымен.

$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$ деформациялары үшін (7.1-суреттегі диаграмманың өсетін тармағы) (0; 0) және $(f_{c,\theta}; \varepsilon_{c1,\theta})$ координаттарымен нүктелер арасындағы әрекет етуші кернеулерден тәуелділік ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (3.1)-сурет бойынша эмпириялық тәуелділік түрінде қабылданады:

$$\sigma(\theta) = \frac{3\varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)} \quad (7.2)$$

$\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$ диапазон үшін (7.1-суреттегі диаграмманың төмен түсетін тармағы) $(f_{c,\theta}; \varepsilon_{c1,\theta})$ және $(0; \varepsilon_{cu1,\theta})$ координаттарымен нүктелер арасындағы линиялық интерполяцияға жол беріледі.

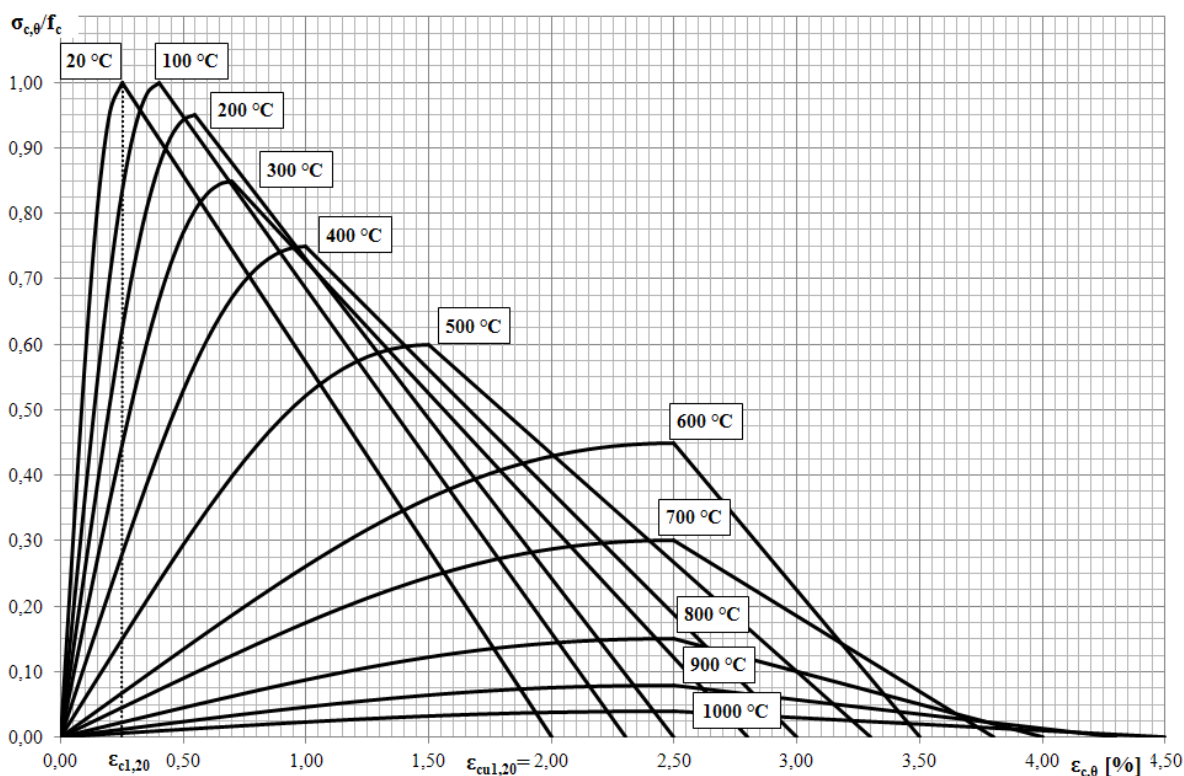
7.2.6 Қыздыру кезінде бетонның беріктік және деформациялық қасиеттерінің мәндері (2-ден 50 К·мин⁻¹ дейінгі режимдер үшін) ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 3.1-кестеге сәйкес 7.2-кестеде келтірілген. Температураның аралық мәндері үшін линиялық интерполяцияға жол беріледі. 7.2-кестеде көрсетілген мәндер ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 3.2.2.1(4)-т. сәйкес, силикатты (гранитті) және карбонатты (карбонатты құраушы массасының кем дегенде 80 % тұратын әкті) толтырғыштармен қалыпты тығыздықтағы бетон үшін қолданылады.

7.2.7 Шынайы өртке ұқсайтын жылулық әсерлер үшін (Осы құралдың 6.2-қосымша бөлімі) бетон деформациясы диаграммасының математикалық моделін әсіресе төмен түсетін тармақ үшін түрлендіру керек.

Ескертпе

1 Бетонның деформациялану диаграммасының төмен түсетін тармағын түрлендіру тәсілі ҚР ҚН EN 1994-1-2:2005/2011 С қосымшасында келтірілген.

2 Салқындау фазасындағы бетон кедергісінің ықтимал ұлғаюы есептеулерді ескеілмейді.



7.1-сурет – Жоғары температура кезінде силикатты толтырушыда сығылған бетонның деформациясы диаграммасының математикалық моделі (7.2 Формула)

7.2-кесте – Жоғары температура кезінде сығылған бетонның деформациялану диаграммасының негізгі параметрлерінің мәндері

Бетонның температурасы θ , °C	Силикатты толтырғыш			Карбонатты толтырғыш			$k_{c,t}(\theta)$
	$k_{\theta}=f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$k_{\theta}=f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	
1	2	3	4	5	6	7	8
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200	1,00
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225	1,00
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250	0,80
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275	0,60
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300	0,40
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325	0,20
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350	0,00
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375	0,00
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400	0,00
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425	0,00
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450	0,00
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475	0,00
1200	0,00	—	—	0,00	—	—	0,00

7.2.8 Бетонның созылуға кедергісін жеңілдетілген немесе жалпы есептеу әдістерінде ескермеуге жол беріледі, керісінше жағдайда бетонның созылуға сипаттамалық кедергісінің төмендеуі ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (3.1) Формуласы бойынша $k_{c,t}(\theta)$ коэффициентімен (7.2-кестені қараңыз) ескерілетіндігін ескеру керек:

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t} \quad (7.3)$$

7.2.9 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 3.1.7(3)-т. сәйкес, бүгілетін конструкцияларды есептеу кезінде қиманың тиімді сығылған аймағының биіктігі бойынша кернеулердің біркелкі таралуы қабылдануы мүмкін (7.2-суретті қараңыз). Қиманың сығылған аймағының тиімді биіктігін анықтау үшін қолданылатын λ коэффициентінің мәні және тиімді беріктікті анықтауға арналған η коэффициенттің мәні ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (3.19-3.22) Формулаларынан шығарылады:

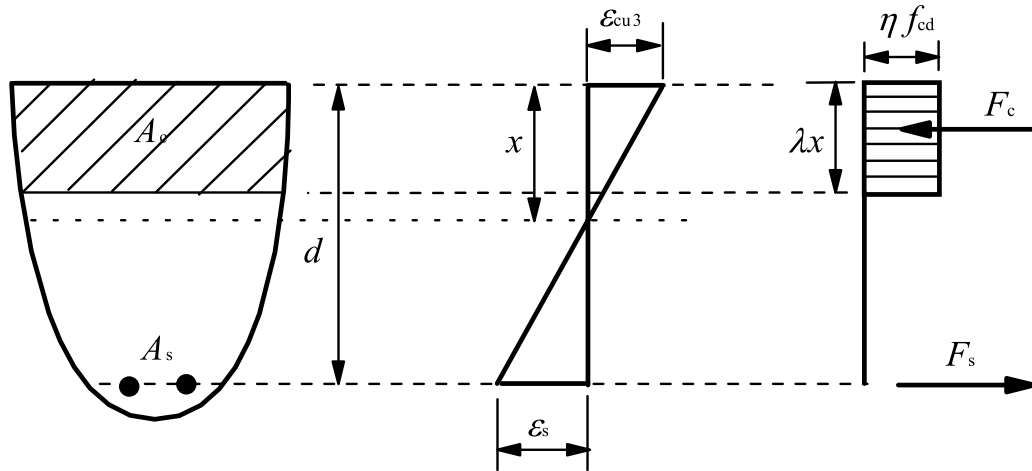
$$\lambda = 0,8 \quad f_{ck} \leq 50 \text{ МПа үшін,} \quad (7.4)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа үшін} \quad (7.5)$$

$$\eta = 1,0 \quad f_{ck} \leq 50 \text{ МПа үшін,} \quad (7.6)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа үшін.} \quad (7.7)$$

Ескертпе – Егер қиманың қысылған аймағының ені қиманың әлдеқайда күшті қысылған шегіне бағыттталып азаятын болса, онда ηf_{cd} мәнін 10 %-ға азайту керек.



7.2-сурет – Кернеулердің тікбұрышты таралуы

7.2.10 Конструкциялардың 20 °C температура кезіндегі өлшемдеріне қатысты бетонның температуралық деформациясы $\varepsilon_c(\theta)$ ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 3.3.1(1)-т. сәйкес анықталады (бетонның температуралық кеңеюінің температураға тәуелділігі 7.3-суретте келтірілген):

– силикатты толтырғыштар үшін

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \cdot \theta + 2,3 \times 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ кезінде; } (7.8)$$

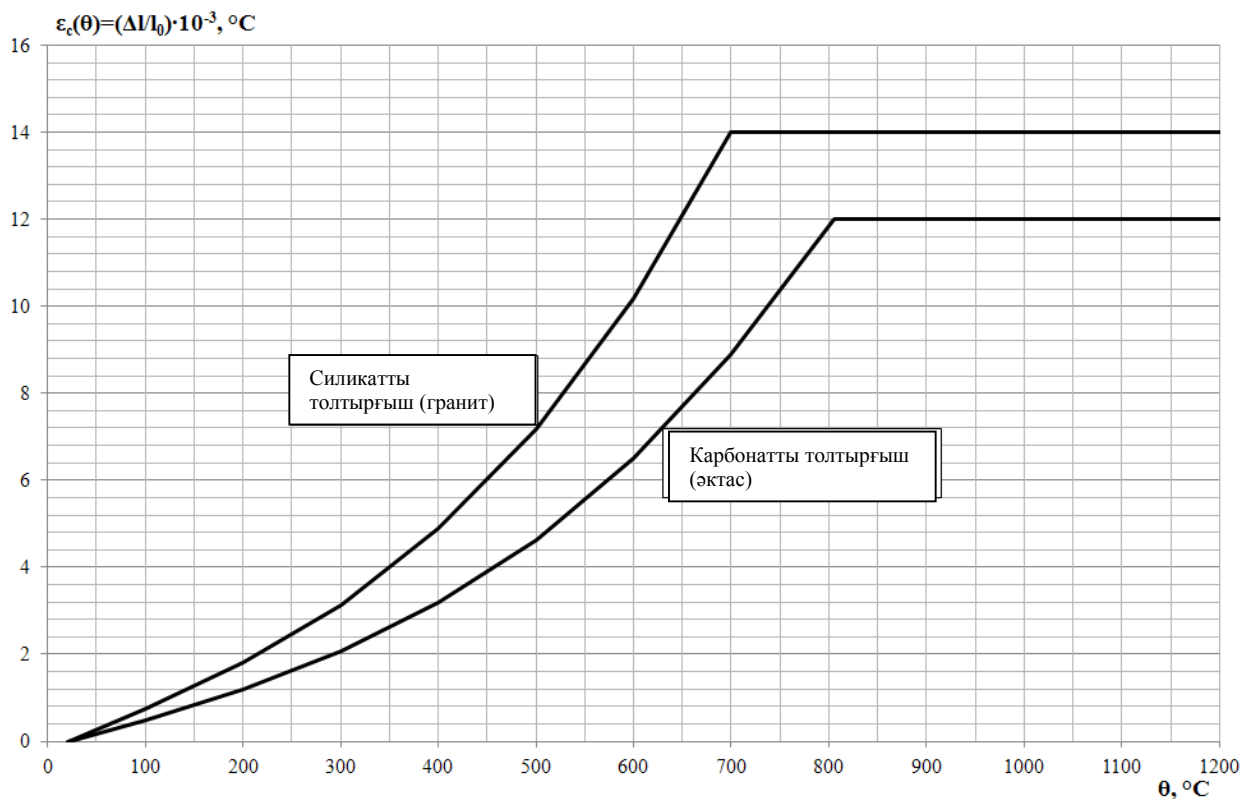
$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \times 10^{-3} \quad 700 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ кезінде; } (7.9)$$

– карбонатты толтырғыштар үшін

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \cdot \theta + 1,4 \times 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ кезінде; } (7.10)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \times 10^{-3} \quad 805 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ кезінде; } (7.11)$$

мұнда θ – бетонның температурасы, °C.



7.3-сурет – Бетонның жалпы температуралық кеңеюі

7.2.11 Құрғақ күйдегі бетонның меншікті жылу сыйымдылығы $c_p(\theta)$, Дж · кг⁻¹ · К⁻¹, ($u = 0\%$) ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 3.3.2(1)-т. сәйкес анықталады:

$$c_p(\theta) = 900 \quad 20\text{ °C} \leq \theta \leq 100\text{ °C кезінде}; \quad (7.12)$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \quad 100\text{ °C} < \theta \leq 200\text{ °C кезінде}; \quad (7.13)$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \quad 200\text{ °C} < \theta \leq 400\text{ °C кезінде}; \quad (7.14)$$

$$c_p(\theta) = 1100 \quad 400\text{ °C} < \theta \leq 1200\text{ °C кезінде}, \quad (7.15)$$

мұнда θ – бетонның температурасы, °C.

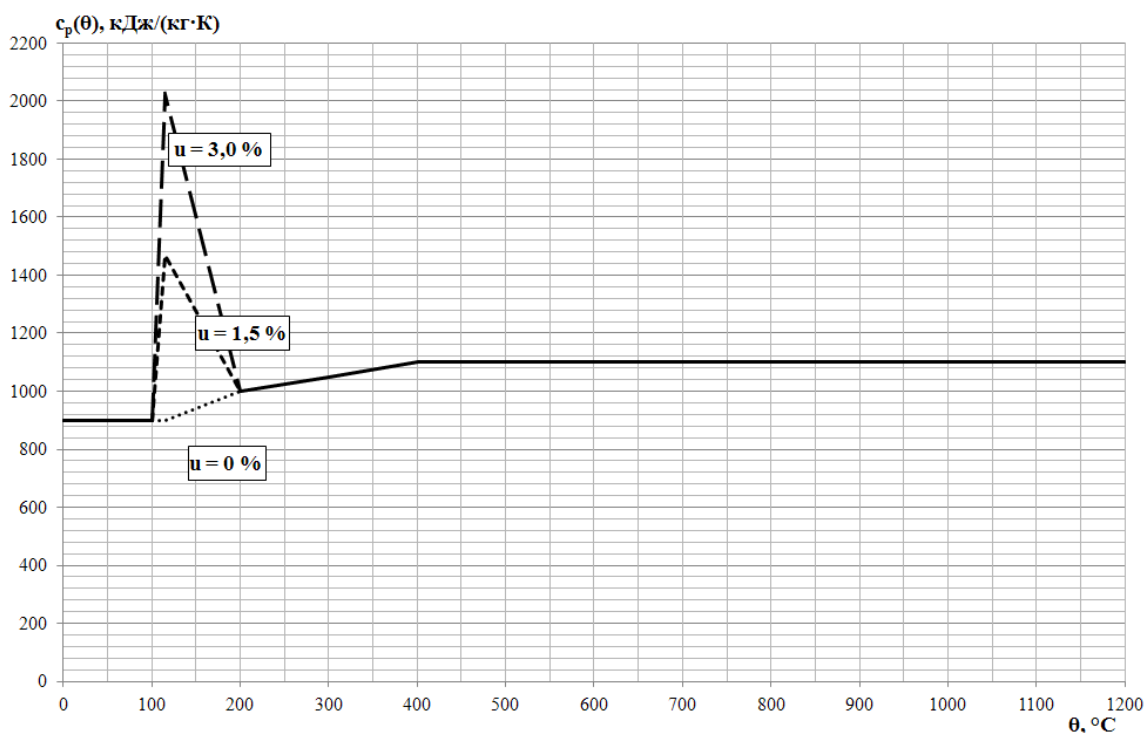
ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 3.3.2-т. сәйкес, егер есептік әдістерде ылғалдық ерекше түрде ескерілмейтін болса, онда силикатты және карбонатты толтырғыштармен бетонның меншікті жылу сыйымдылығы үшін көрсетілген функция 100 °C және 115 °C арасында орналасқан тұрақты $c_{p,peak}$ толтырылады:

$$c_{p,peak} = 900 \text{ Дж} \cdot \text{кг}^{-1} \cdot \text{К}^{-1} \quad - \text{ылғалдылық үшін бетон массасының } 0\%; \quad (7.16)$$

$$c_{p,peak} = 1470 \text{ Дж} \cdot \text{кг}^{-1} \cdot \text{K}^{-1} \quad - \text{ сол секілді, } 1,5 \%; \quad (7.17)$$

$$c_{p,peak} = 2020 \text{ Дж} \cdot \text{кг}^{-1} \cdot \text{K}^{-1} \quad - \text{ сол секілді, } 3,0 \%, \quad (7.18)$$

115 °С-тан ($c_{p,peak}$ сәйкес келеді) 200 °С дейінгі (1000 Дж · кг⁻¹ · К⁻¹ сәйкес келеді) аралықта меншікті жылу сыйымдылығының әрі қарайғы линиялық төмендеуімен. Ылғалдықтың басқа мәндері үшін линиялық интерполяцияға жол беріледі. $c_{p,peak}$ ескерумен меншікті жылу сыйымдылығы коэффициентінің өзгерісі 7.4-суретте келтірілген.



7.4-сурет – Бетонның меншікті жылу сыйымдылығы коэффициентінің $c_p(\theta)$ температураға және және (u) ылғалдыққа тәуелділігі

7.2.12 Ылғалды жоғалтумен шартталған температураға тығыздықтың тәуелділігі ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 3.3.2(3)-т. сәйкес анықталады (сонымен қатар 7.5-суретті қараңыз):

$$\rho(\theta) = \rho(20 \text{ } ^\circ\text{C}) \quad 20 \text{ } ^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ кезінде}; \quad (7.19)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20 \text{ } ^\circ\text{C}) \cdot (1 - 0,02 \cdot (\theta - 115)/85) \quad 115 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 200 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ кезінде}; \quad (7.20)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20 \text{ } ^\circ\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03 \cdot (\theta - 200)/200) \quad 200 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 400 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ кезінде}; \quad (7.21)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20 \text{ } ^\circ\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07 \cdot (\theta - 400)/800) \quad 400 \text{ } ^\circ\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ } ^\circ\text{C} \text{ кезінде}. \quad (7.22)$$

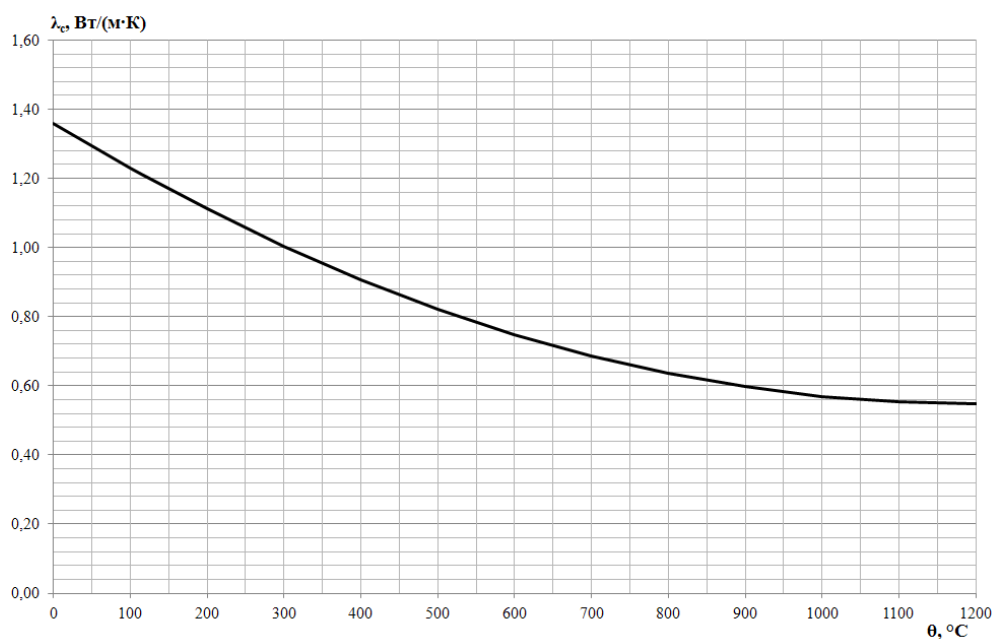


7.5-сурет – Бетонның салыстырмалы тығыздығының $\rho(\theta)/\rho(20\text{ }^{\circ}\text{C})$ температураға тәуелділігі

7.2.13 Бетонның λ_c , $\text{Вт} \cdot \text{м}^{-1}\text{К}^{-1}$, қалыпты тығыздықтағы бетонның жылу өткізгіштік коэффициенті ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 3.3.3(2)-т. сәйкес төменгі шектік мәнге тең болып қабылданады (сонымен қатар 7.6-суретті қараңыз):

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot (\theta/100) + 0,0057 \cdot (\theta/100)^2 \quad 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C} \text{ кезінде,} \quad (7.23)$$

мұнда θ_c – бетонның температурасы.



7.6-сурет – Бетонның жылу өткізгіштік коэффициентінің температураға тәуелділігі

7.3 Арматураның сипаттамалары

7.3.1 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 3.2.2(3)Р-т. сәйкес, осы құралдың ережелері ҚР СТ EN 10080, немесе ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес келетін (С қосымшасы) $f_{yk} = 400$ -ден 600 МПа дейінгі ағушылық шегімен алдын ала кернеусіз ыстықтай тапталған, суықтай деформацияланған арматураны (сымды) пайдаланумен конструкциялар үшін қолданылады.

Ескертпе

1 Арматураны дайындау стандартына тәуелсіз, ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 3.2.1(4)Р сәйкес барлық талап етілетін қасиеттер ҚР СТ EN 10080 сәйкес сынақтармен расталуы тиіс. Бұл жағдайда арматураның таңбалануы арматураны (ыстықтай тапталған немесе суық деформацияланған) дайындау тәсілін айқын түрде көрсетуі тиіс, өйткені бұл қызған кезде беріктік сипаттамаларының төмендеу жылдамдығын анықтайды (7.4-кестені қараңыз).

2 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 С қосымшасында– максималды жүктеу (ε_{uk}) және ажырауға уақытша кедергіліктің ағушылықтың физикалық немесе шартты шегіне қатынасы (f_t/f_{yk}) кезіндегі толық салыстырмалы ұзарту шамаларын пайдаланумен және А, В немесе С кластарының бірін меншіктеумен деформациялану (иілімдік) бойынша арматураның жіктелуі келтірілген (сонымен қатар ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 3.7-суретті қараңыз). Көрсетілген сипаттамаларды олардың әдістері ҚР СТ EN 10080 сәйкес келетіндігі шартында арматураға басқа стандарттардан қабылдауға жол беріледі.

7.3.2 [ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 3.2.3(1)Р-т.] ағушылық шегі f_{yk} (немесе $0,2\%$ қалдық салыстырмалы деформация кезіндегі ағушылықтың шартты шегі $f_{0,2k}$) және f_{tk} керілу кезіндегі беріктік шегі сәйкесінше ағушылыққа сәйкес келетін жүктеменің сипаттамалық мәндері немесе қиманың номиналды ауданына бөлінген тура осьті керілу кезіндегі сипаттамалық ең жоғары жүктеме ретінде анықталады.

7.3.3 ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 3.3.1(4)-т. сәйкес, осы құралдың ережелері EN 10138 (барлық бөлімдер) сәйкес келетін термиялық нығайтылған (q&t) (өзектер) және суық деформацияланған (cw) (сымдар және арқандар) кернелетін арматура үшін қолданылады.

Ескертпе – кернелетін арматураға басқа стандарттарды қолдануға жол беріледі, бұл жағдайда өндіріс және сынақ тәсілдері EN 10138 (барлық бөлімдер) сәйкес келеді.

7.3.4 ҚР ҚН 92-1-1:2004/2011 (3.3.1(5)Р) сәйкес кернелетін болаттар үшін $0,1\%$ қалдық салыстырмалы деформация кезіндегі ағушылықтың шартты шегіне, созылуға беріктіктің сипаттамалық шектік мәндері және сәйкесінше f_{pk} , $f_{p0,1k}$ және ε_{uk} болып белгіленген максималды жүктемеге жеткен кездегі салыстырмалы деформациялар орнатылған.

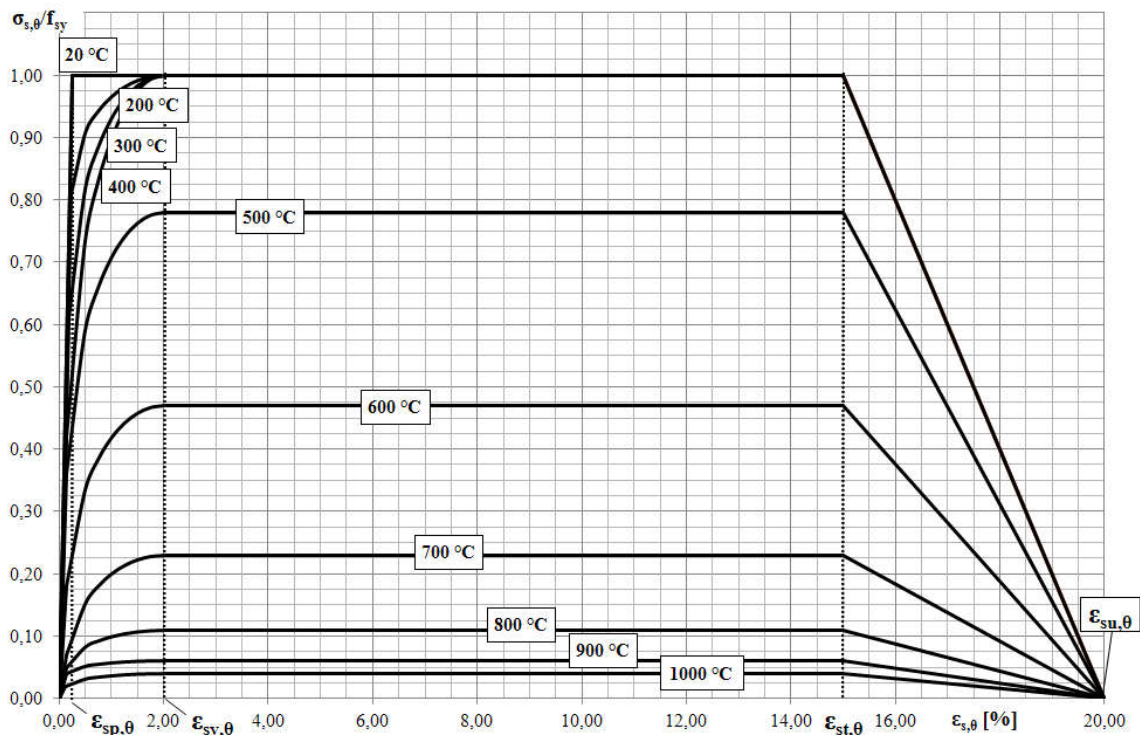
7.3.5 [ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 3.3.3(1)Р-т.] $0,1\%$ қалдық деформация кезіндегі ағушылықтың шартты шегі ($f_{p0,1k}$) және созылуға беріктік шегінің сипаттамалық мәні $0,1\%$ қалдық деформация және көлденең қиманың номиналды ауданына сәйкесінше бөлінген осьтік созылу кезіндегі максималды жүктеме кезіндегі жүктеменің сипаттамалық мәндері ретінде анықталады.

7.3.6 ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 3.2.7 және 3.3.6-қосымша бөлімдеріне сәйкес, барлық есептеулер арматураның көлденең қимасының номиналды ауданы мәндерінің және кедергілердің сипаттамалық мәндерінің негізінде орындалуы тиіс. Тығыздықтың орташа мәні 7850 кг/м^3 тең болып қабылдануы мүмкін. E_s серпімділік модулінің есептік мәні кернелмейтін арматура үшін 200 ГПа тең, сымдар және өзектер үшін 205 ГПа, арқандар үшін 195 ГПа тең болып қабылдануы мүмкін.

7.3.7 Жоғары температура кезінде арматураның беріктік және деформациялық сипаттамалары деформация диаграммасының параметрлері бойынша қабылданады (7.3-кесте). Қызған кездегі болаттың деформациялану диаграммасы (созылған, сондай-ақ сығылған – 7.3-суретті қараңыз) үш параметрмен анықталады:

- серпімділік модулі $E_{s,\theta}$;
- пропорционалдық шегі $f_{sp,\theta}$;
- кенеудің ең жоғары деңгейі $f_{sy,\theta}$.

7.3.8 Осы құралда көрсетілген жоғары температура кезіндегі (соның ішінде шынайы өртке ұқсайтын жылулық әсерлер үшін) арматура сипаттамаларының мәндері қызу температурасына байланысты сәйкесінше, кернелмейтін және кернелетін арматура үшін 7.4 және 7.5-кестелерде келтірілген. Температураның аралық мәндері үшін линиялық интерполяцияға жол беріледі.



7.3-сурет – Жоғары температура кезіндегі $f_{sy,\theta} = 500 \text{ МПа}$ созылған (қысылған) ыстықтай тапталған арматураның деформациялану диаграммасының математикалық моделі

7.3-кесте – Жоғары температура кезіндегі арматураның деформациялану диаграммасының негізгі параметрлерінің математикалық тәуелділігі

Деформация диапазоны	Кернеу $\sigma_{s,\theta}$	Серпімділік модулі $E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a \sqrt{a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} \cdot \left(1 - \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta})}{(\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})} \right)$	—
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0	—
Сипаттамалары	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$; $\varepsilon_{sy,\theta} = 0,02$; $\varepsilon_{st,\theta} = 0,15$; $\varepsilon_{su,\theta} = 0,2$ А класты арматура (7.3.1): $\varepsilon_{pt,\theta} = 0,05$; $\varepsilon_{pu,\theta} = 0,1$	
Көмекші айнымалы	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right);$ $b^2 = c \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} + c^2;$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	
Ескертпе – Кернелетін арматура үшін «s» жолма-жол индексін «р» -ға ауыстыру керек.		

7.4-кесте – Жоғары температура кезінде ыстықтай тапталған және суық деформацияланған арматура диаграмасы параметрлерінің мәндері

Арматураның температура θ , °C	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$		$f_{sp,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	ыстықтай тапталған	суық деформацияланған	ыстықтай тапталған	суық деформацияланған	ыстықтай тапталған	суық деформацияланған
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

7.3.9 Жоғары температура кезіндегі кернелетін арматураның беріктік және деформациялық сипаттамалары кернелмейтін арматураға ұқсайтын математикалық модельмен анықталады.

7.3.10 ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 3.2.4(2)-т. сәйкес, 7.5-кестедегі β коэффициент мәні ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (3.2) Формуласы бойынша А класты арматура үшін анықталады:

$$\beta = \left[\left(\frac{\varepsilon_{ud} - \frac{f_{p0,1k}}{E_p}}{\varepsilon_{uk} - \frac{f_{p0,1k}}{E_p}} \right) \times \left(\frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right) + \frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right]. \quad (7.24)$$

В класы үшін β коэффициентті 0,9-ға тең қабылдау керек.

7.5-кесте – Жоғары температура кезіндегі суық деформацияланған (cw) (сымдар және арқандар) және термиялық нығайтылған (q&t) (шыбықтар) кернелетін арматураның деформациялану диаграммасы параметрлерінің мәндері

Арматураның температурасы $\theta, ^\circ\text{C}$	$f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$			$f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta}/E_p$		$\varepsilon_{pt,\theta}$	$\varepsilon_{pu,\theta}$
	cw		q&t	cw	q&t	cw	q&t	cw, q&t	cw, q&t
	А класы	В класы							
1	2a	2б	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	1,00	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,050	0,100
300	0,70	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,055	0,105
400	0,50	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,30	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,14	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,06	0,08	0,15	0,03	0,09	0,1	0,10	0,075	0,125
800	0,04	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150
Ескертпе 1 Температураның аралық мәндері кезінде линиялық интерполяцияға жол беріледі. 2 β коэффициентін осы құралдың 7.3.10 –т. қараңыз.									

7.3.11 20 °C температура кезіндегі ұзындықтан шығара келе температуралық кеңею $\varepsilon_s(\theta)$ ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 3.4(1)-т. сәйкес анықталады (сонымен қатар 7.4-суретті қараңыз):

– кернелмейтін арматура үшін:

$$\varepsilon_s(\theta) = -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \times \theta + 0,4 \times 10^{-8} \cdot \theta^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C} \text{ кезінде; (7.25)}$$

$$\varepsilon_s(\theta) = 11 \times 10^{-3} \quad 750^\circ\text{C} < \theta \leq 860^\circ\text{C} \text{ кезінде; (7.26)}$$

$$\varepsilon_s(\theta) = -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \cdot \theta \quad 860^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C} \text{ кезінде; (7.27)}$$

– кернелетін арматура үшін:

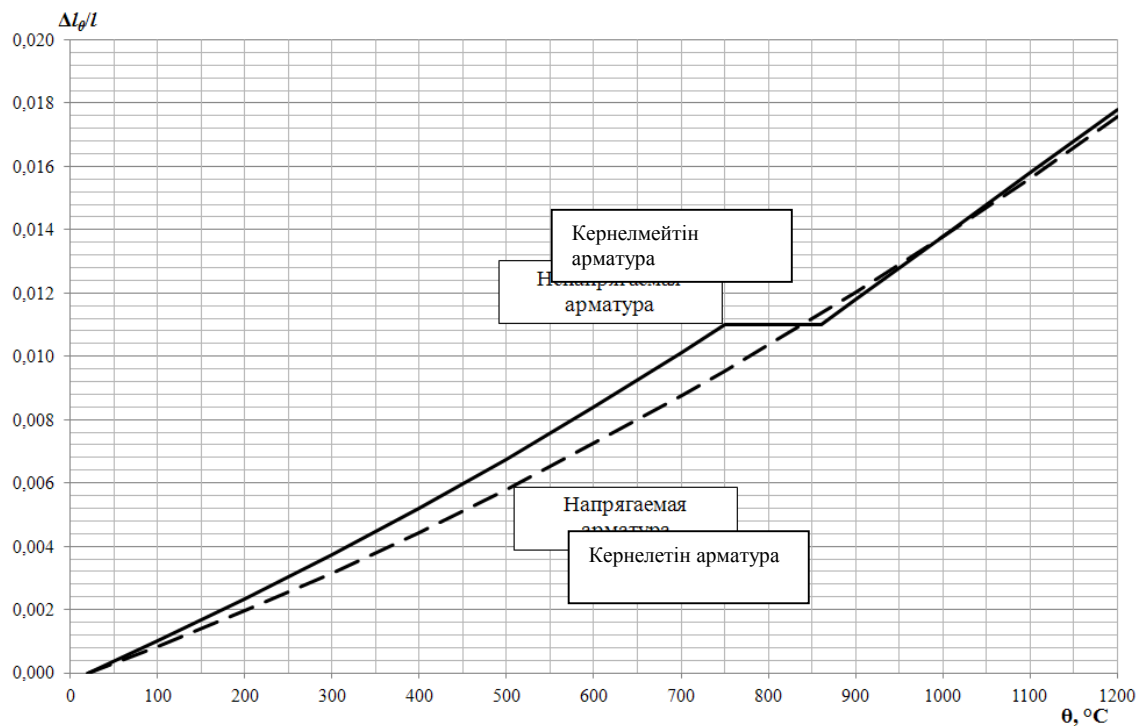
$$\varepsilon_s(\theta) = -2,016 \times 10^{-4} + 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \times 10^{-8} \cdot \theta^2 \quad 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \text{ кезінде, (7.28)}$$

мұнда θ – арматураның температурасы.

МЫСАЛ (7.1.2) 500 °C температура кезіндегі қысуға C25/30 класты бетонның есептік беріктігін анықтау:

7.1-кестеге сәйкес, f_{ck} қысуға C25/30 класты бетонның сипаттамалық беріктігі 25 МПа құрайды. 500 °C температура кезіндегі k_θ бетон беріктігінің төмендеу коэффициенті 7.2-кестеге сәйкес, 0,6 құрайды. Осылайша, берілген температура кезіндегі бетонның есептік беріктігі құрайды:

$$f_{cd,fi} = k_\theta \cdot f_{ck} = 25 \times 0,6 = 15 \text{ МПа.}$$



7.4 -сурет – Арматураның жалпы температуралық кеңеюі

8 ЖЕҢІЛДЕТІЛГЕН ЕСЕПТЕУ ӘДІСТЕРІ

8.1 Жалпы мәліметтер

8.1.1 Конструкцияның бойлық осіне қалыпты қималарды есептеудің жеңілдетілген әдісі ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 4.2.1(1)-т. сәйкес, қыздырылған қиманың шектік көтергіш қабілетін анықтау үшін пайдаланылуы мүмкін.

8.1.2 Жеңілдетілген әдіс шектік тепе-теңдік әдісінің классикалық линиялық-серпімді әдістеріне негізделген. Бетонның және арматураның қызуын ескере отырып, олардың беріктігі 7.2 және 7.4 немесе 7.5-кестелеріндегі k_θ ұсынылған коэффициенттерге сәйкес төмендейтіндігі қабылданады. N_{Rd} (немесе M_{Rd}) қиманың көтергіш қабілеті әрекет етуші күш әсерлерінің мәніне дейін төмендейтін момент R көтергіш қабілеті бойынша отқа төзімділік шегінен тыс қабылданады. Конструкцияның бойлық осіне қалыпты, келтірілген қиманы пайдаланатын жеңілдетілген есептеу әдістерін қолдануға жол беріледі.

8.1.3 Отқа төзімділік шегін есептеу келесі бөліктерден тұрады (реті өзгеруі мүмкін):

- конструкция (конструктивті жүйенің бөлігі) үшін әсерлерді және шекаралық шарттарды, олардың шамаларын және конструкцияға қатысты таралу сипатын анықтау (осы құралдың 6- тарауына сәйкес);

- өрттің әсер ету уақытының ізделіп отырған моменті үшін қиманың өзіндік нүктелерінде (облыстарында) температураларды (өрттің әсер ету уақытына байланысты көрсетілген нүктелерде (облыстарда) температуралардың өзгерісін) анықтау (осы құралдың 9- тарауына немесе А қосымшасына сәйкес);

- өрттің әсер ету уақытының ізделіп отырған моменттері үшін қималардың есептік нүктелерінде (облыстарында) материалдардың беріктік және деформациялық сипаттамаларын (немесе өрттің әсер ету уақытына байланысты көрсетілген нүктелерде (облыстарда) сипаттамалардың өзгерісін) анықтау (осы құралдың 7- тарауына сәйкес);

- өрттің әсер ету уақытының ізделіп отырған моменттері (немесе өрттің әсер ету уақытына байланысты олардың өзгерісі) үшін көтергіш қабілетін (тұрақтылықты немесе осы құралдың 3.3.3, 3.3.4-т.т. көрсетілген басқа өзіндік белгілерді) анықтау (ағымдағы бөлімге сәйкес);

- отқа төзімділік шарттары орындалатын өрттің шектік уақыт аралығын анықтау (немесе уақыттың ізделіп отырған сәтін растау) (осы құралдың 3.4.18-т. сәйкес).

Ескертпе – Конструкцияның күрделілігіне және қабылданған шекаралық шарттарға байланысты кейбір бөліктер қысқаруы мүмкін. Есептеудің кестелік әдісі (осы құралдың 10-тарауы) шектік температураға жеткен кездегі ағушылықтың (сәйкесінше көтергіш қабілеті шегінің) туындау болжамынан шығара келе әсерлерді, температураларды және көтергіш қабілеті функциясының шегін ғана анықтау қатысатын есептеудің жеңілдетілген әдісінің жеке жағдайы болып табылады.

8.1.4 ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 4.2.2(1)-т. сәйкес, өрттің әсер ету уақытының ізделіп отырған моменттері үшін қиманың өзіндік нүктелеріндегі (облыстарындағы) температуралар эксперимент жүргізу немесе есептеулер арқылы анықталады.

Ескертпе – Өрт кезінде темірбетон қимасының қызу міндеті үшінші тектегі шекаралық шарттармен

(яғни қимадағы температуралар өрісі ұдайы өзгереді) стационарлы емес жылу өткізгіштік міндеттеріне жататындығын назарға ала отырып, дәл нәтижені алу үшін түпкілікті-элементті модельдеу әдістеріне қаралу қажет (осы құралдың 9- тарауын қараңыз). Конструкциялардың кеңінен таралған нұсқалары және типтік өлшемдері – тақталар, аркалықтар және бағаналар – үшін стандартты өрттің әсер етуі үшін қимадағы температураларды анықтау нәтижелері (қималардың температуралық пішіндері) осы құралдың А қосымшасында келтірілген.

8.1.5 Бетонның қимадағы температуралар градиентіне (өрісіне) сәйкес беріктігін жоғалтуымен байланысты, оның толық көтергіш қабілеті (конструкцияның көтергіш қабілетіне үлес) есептеу дәлдігін елеулі түрде ұлғайтусыз егжей-тегжейлі есептеулер нысаны болып табылады. Сондықтан қиманың қысылған бөлігінің қызған бетонының жұмысын есепке алу үшін келтірілген қиманы пайдалануға кеңес беріледі. Келтірілген қиманы анықтауға 2 балама әдіс бар:

- 500 °C изотерма әдісі (осы құралдың 8.2-қосымша бөлімін қараңыз);
- аймақтық әдіс (осы құралдың 8.3-қосымша бөлімін қараңыз).

Ескертпе

1 ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, В.1.1(1)-т. сәйкес, 500 °C изотерма әдісі стандартты температуралық тәртіп және өрттің параметрлік әсері үшін ғана қолданылады.

2 Аймақтық әдіс өрттің стандартты температуралық тәртібі үшін ғана жарамды және шағын қималар және иілімді бағаналар үшін басымдылықпен қолданылады.

8.2 500 °C изотерма әдісі

8.2.1 ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 В.1.1(2)-т. сәйкес, әдісті 8.1-кестеге сәйкес көлденең қиманың шағын енімен конструкциялар үшін қолдануға жол беріледі:

- а) отқа төзімділік шегіне байланысты өрттің стандартты температуралық тәртібі үшін;
- б) меншікті өрт жүктемесіне байланысты $O \geq 0,14 \text{ м}^{1/2}$ ойықтылықпен өрттің параметрлік әсері үшін (ҚР ҚН EN 1991-1-2:2002/2011 (А қосымшасын қараңыз).

8.2.2 Есептеу әдісі жылытылатын беттің жанындағы бетон аймағының зақымдалуымен шартталған көлденең қима өлшемінің жалпы төмендеуін ескереді. Зақымдалған бетонның қалыңдығы a_{500} көлденең қиманың қысылған аймағындағы 500 °C изотерманың орташа тереңдігіне теңестіріледі. Зақымдалған (500 °C-тан жоғары қызған) бетон конструкцияның көтергіш қабілетін қамтамасыз етпейді, бұл уақытта қалған көлденең бетон қимасы бастапқы кедергіні және серпімділік модулін сақтайды.

8.1-кесте – Отқа төзімділік шегіне және меншікті өрт жүктемесіне байланысты көлденең қиманың ең төменгі ені

а) отқа төзімділік					
Отқа төзімділік шегі	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
Көлденең қиманың ең төменгі ені, мм	90	120	160	200	280
б) меншікті өрт жүктемесі					
Меншікті өрт жүктемесі, МДж/м ²	200	300	400	600	800
Көлденең қиманың ең төменгі ені, мм	100	140	160	200	240

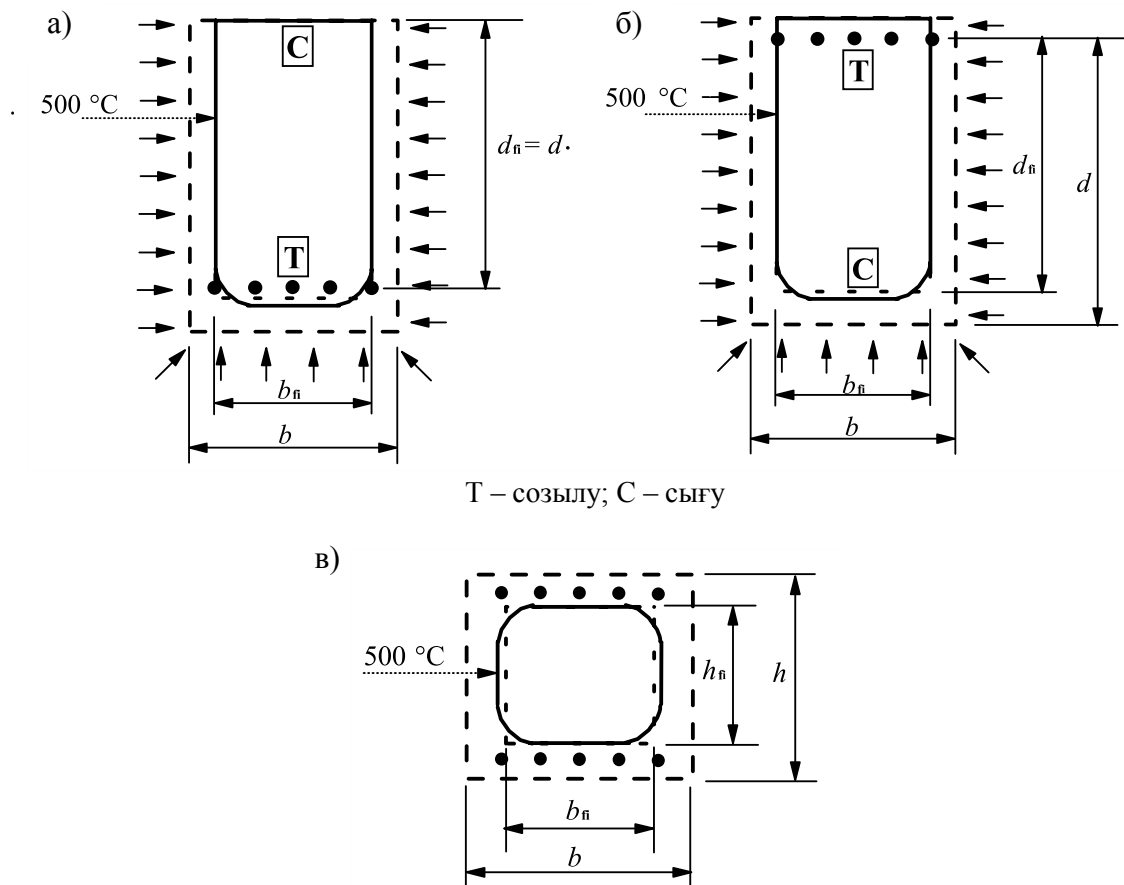
8.2.1 Өрт кезіндегі темірбетондық көлденең қима кедергісінің есебін келесі бір ізділікте жүргізу керек.

а) жылу техникалық есептеу арқылы (осы құралдың 8.1.4-т. қараңыз) қысылған, созылған арматураның температурасын және белгіленген стандартты температуралық тәртіп немесе өрттің параметрлік әсері үшін $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ изотерманың орналасуын анықтау. Келтірілген көлденең қиманың шегінен тыс орналасқан арматуралық шыбықтар (8.1-суретті қараңыз) есепте ескеріледі;

б) бетонды $500\text{ }^{\circ}\text{C}$ изотерма шегінен тыс шығару арқылы (8.1-суретті қараңыз) келтірілген қиманың геометриялық параметрлерін (енін (b_n) және есептік биіктікті (d_n)) анықтау. Изотермалардың жұмырланған бұрыштарын 8.1-суретте көрсетілгендей, тікбұрыштың тік бұрыштарына әкелуге жол беріледі;

в) осы құралдың 7.3 қосымша бөліміне сәйкес жоғары температурада арматураның кедергісін анықтау;

г) осы құралдың 7.2 және 8.2-суреттеріне сәйкес, арматураның төмендетілген кедергісін ескере отырып, келтірілген көлденең қиманың шектік көтергіш қабілетін анықтау;



а – үш тараптан өрт кезіндегі қызу (созылған аймақ тарапынан қызу);

б – үш тараптан өрт кезіндегі қызу (қысылған аймақ тарапынан қызу);

в – төрт тараптан (Арқалықтан немесе бағанадан) өрт кезіндегі қызу

8.1-сурет – Келтірілген көлденең қиманың мысалдары

8.2.2 Көлденең қиманың көтергіш қабілетін (ішкі иілу моменті) есептеу келесі бір ізділікте жүреді:

а) осы құралдың 7.2.9-т. сәйкес, қиманың тиімді қысылған аймағының биіктігі анықталады:

$$\lambda x = \frac{A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\theta_m) + A_{s2} f_{scd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} \cdot \eta \cdot f_{cd,fi}(20)}; \quad (8.1)$$

б) Осы құралдың 8.2-суретіне сәйкес, ішкі тең күштің иіні (созылған арматура мен қысылған бетон арасында) анықталады:

$$z = d_{fi} - 0,5\lambda x; \quad (8.2)$$

в) 8.2-суретке сәйкес, ішкі тең күштің жиынтық иілу моменті анықталады:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m) \cdot z + A_{s2} f_{scd,fi}(\theta_m) \cdot z'; \quad (8.3)$$

мұнда $f_{sd,fi}$ – созылған арматураның есептік кедергісі;

$f_{scd,fi}$ – қысылған арматураның есептік кедергісі;

b_{fi} – өрт кезіндегі көлденең қима ені;

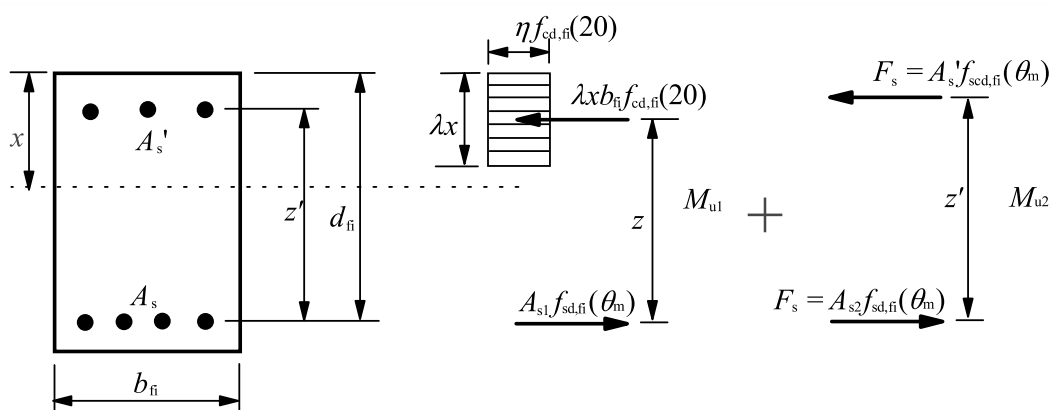
d_{fi} – өрт кезіндегі көлденең қиманың есептік биіктігі;

$f_{cd,fi}(20)$ – бетонның сығылуға есептік кедергісі (қалыпты температура кезіндегі);

z – ішкі тең күштің иіні (созылған арматура мен сығылған бетон арасында);

z' – ішкі тең күштің иіні (созылған және сығылған арматура арасында);

θ_m – арматура қатарының орташа температурасы.



A_s – созылған арматура қимасының ауданы;

A_{s1} – бетонның сығылған аймағымен тепе-теңдікте жұмыс істейтін созылған арматура қимасының үлесі;

A_{s2} – сығылған арматурамен тепе-теңдікте жұмыс істейтін созылған арматура қимасының үлесі;

A_s' – сығылған арматура қимасының ауданы;

F_s – созылған арматурадағы жалпы күш бөлігіне балама, өрт кезіндегі қысылған арматураның жалпы күші;

λ, η, x – осы құралдың 7.2.9-т. сәйкес анықталады.

8.2-сурет – Созылған және сығылған арматурамен тікбұрышты көлденең темірбетон қимаға арналған есептік сұлба

8.2.3 Егер барлық арматуралық шыбықтар қатар орналасса және көлденең қиманың біркелкі ауданына ие болса, онда арматураның осіне дейін келтірілген арақашықтықты есептеу кезінде келесі формулалар пайдаланылуы мүмкін.

θ температура кезінде арматура қатарының кедергісін төмендетудің орташа коэффициенті ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (B.1) Формуласы бойынша анықталады:

$$k_v(\theta) = \frac{\sum k(\theta_i)}{\eta_v}, \quad (8.4)$$

мұнда θ – арматуралық шыбықтың температурасы i ;

$k(\theta_i)$ – θ_i температура кезіндегі i арматура шыбығының кедергісін төмендету коэффициенті;

$k_v(\theta)$ – v арматура қатарының кедергісін төмендету коэффициенті;

η_v – v қатарындағы арматуралық шыбықтар мөлшері.

Келтірілген көлденең қиманың төменгі бетінен арматураның осіне дейінгі келтірілген арақашықтық ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (B.2) Формуласы бойынша анықталады:

$$a = \frac{\sum a_v k_v(\theta_i)}{\sum k_v(\theta)}, \quad (8.5)$$

мұнда a_v – көлденең қиманың төменгі бетінен v қатарының арматурасының осіне дейінгі арақашықтық.

Егер барлығы екі қатар болатын болса, онда арматураның осіне дейінгі келтірілген арақашықтық ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (B.3) Формула бойынша анықталады:

$$a = \sqrt{a_1 a_2}. \quad (8.6)$$

Егер арматуралық шыбықтар көлденең қиманың әртүрлі аудандарына ие болса және біркелкі тарамаса, онда θ температура кезіндегі $k(\varphi) f_{sd,fi}$ арматура тобының орташа кедергісі ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (B.4) Формула бойынша анықталады:

$$k(\varphi) f_{sd,fi} = \frac{\sum_i [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum_i A_i}, \quad (8.7)$$

мұнда $k_s(\theta_i)$ – i арматуралық шыбықтың кедергісін төмендету коэффициенті;

$f_{sd,i}$ – i арматуралық шыбықтың есептік кедергісі;

A_i – i арматуралық шыбықтың көлденең қимасының ауданы.

Арматура тобының осіне дейінгі келтірілген арақашықтық

ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (В.5) Формуласы бойынша анықталады:

$$a = \frac{\sum_i [ak_s(\theta_i)f_{sd,i}A_i]}{\sum_i [k_s(\theta_i)f_{sd,i}A_i]}, \quad (8.8)$$

мұнда A_i – i арматуралық шыбығының осіне дейінгі арақашықтық.

8.3 Аймақтық әдіс

8.3.1 Әдіс көлденең қиманы бірнеше аймаққа бөлуге негізделген. Бұл әдіс көп еңбекті қажет ететіндігіне қарамастан, әсіресе бағаналар үшін «Изотермалар 500 °С» әдісіне қарағанда әлдеқайда дәлірек болып табылады.

8.3.2 ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 В.2(2)-т. сәйкес, конструкцияның көлденең қимасын бірдей қалыңдықтағы бірнеше ($n \geq 3$) параллель аймаққа (тікбұрышты элементтер) бөлу керек, олардың әрқайсысы үшін орташа температура және $f_{cd}(\theta)$ қысылуға тиісті кедергі және қажет болған жағдайда серпімділік модулі анықталады.

8.3.3 Өрт кезінде зақымдалған көлденең қима өрт кезінде қызатын тараптарға қалыңдығы a_z зақымдалған аймақты қоспайтын конструкцияның бойлық осіне қалыпты келтірілген қима арқылы ұсынылады (8.3-суретті қараңыз).

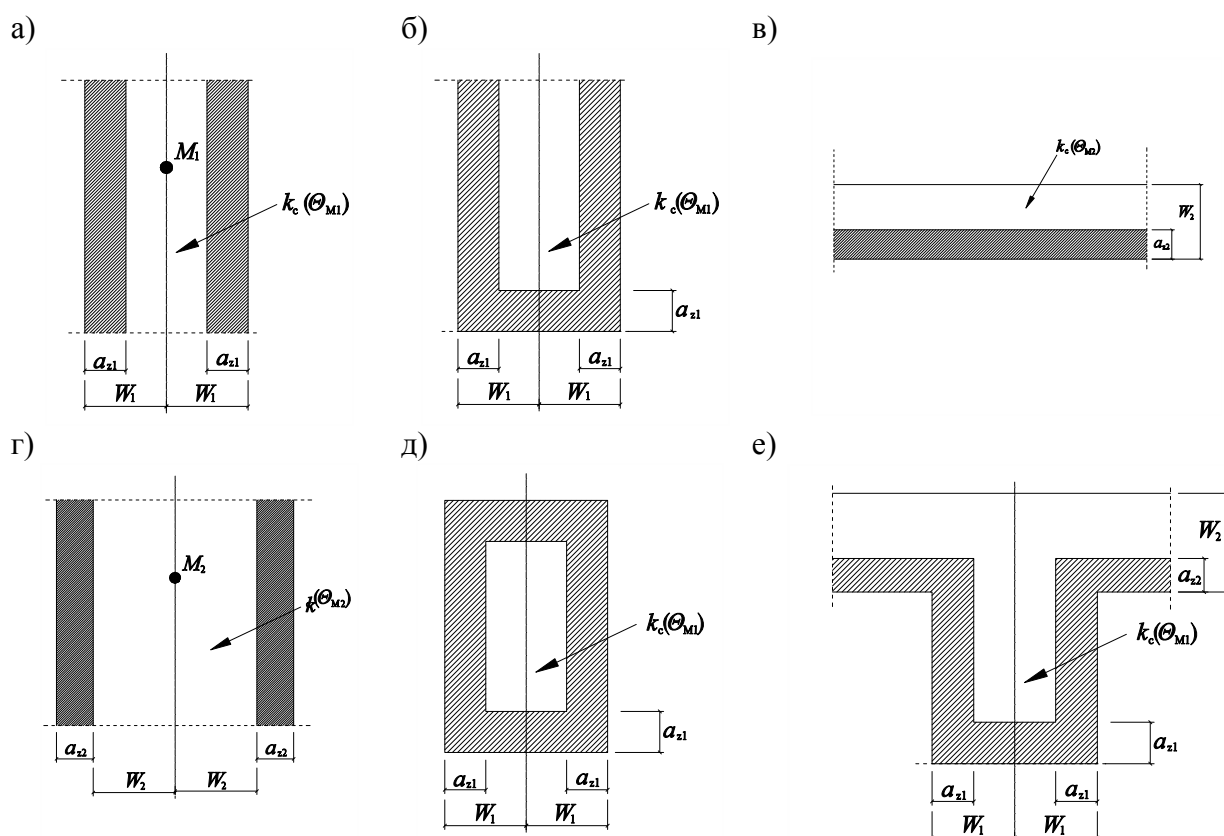
8.3.4 Балама қабырға негіз ретінде алынады (8.3а және 8.3 г суреттерін қараңыз). М нүктесі оның осінде орналасқан және барлық келтірілген көлденең қиманың қысылуға төмендетілген кедергісін анықтау үшін қолданылады. Егер өрт кезінде екі қарама-қарсы тарап қызатын болса, онда ені $2w$ тең болып қабылданады (8.3а-суретті қараңыз). Өрт кезінде тек бір тараптан ғана қызатын тік бұрышты көлденең қима үшін ені w тең болып қабылданады (8.3в-суретті қараңыз). Үлкен қалыңдықтағы қабырғалар ені $2w$ қабырға ретінде ұсынылады (8.3г-суретті қараңыз). 8.3е-суреттегі сөре 8.3г-суреттегі қабырғаға балама, ал қабырға 8.3а-суреттегі қабырғаға балама болады.

8.3.5 Өрт кезінде екі тараптан қызатын балама қабырға үшін a_z зақымдалған аймағы келесі түрде анықталады:

а) қабырға қалыңдығының жартысы бірдей қалыңдықтағы n ($n \geq 3$) параллель аймаққа бөлінеді (8.4-суретті қараңыз);

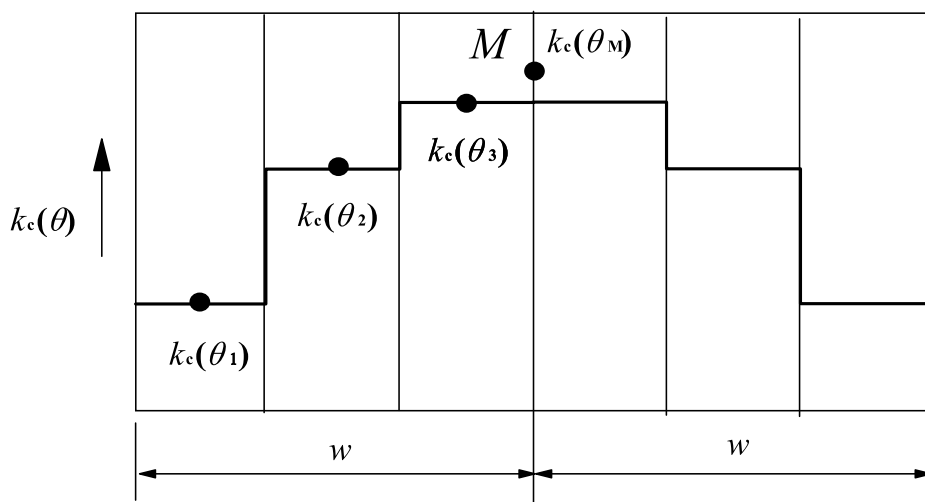
б) әрбір аймақтың ортасы үшін қызу температурасы анықталады;

в) әрбір аймақ үшін $k_c(\theta)$ сәйкес коэффициенттер анықталады (8.5-сурет).

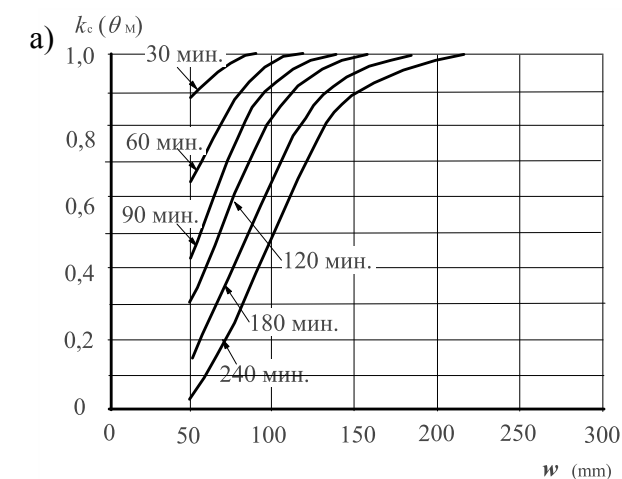


- а – қабырға;
- б – қабырғаның шеті;
- в – тақта;
- г – қалыңдығы үлкен қабырға;
- д – бағана;
- е – арқалық

8.3-сурет – Өрт кезінде келтірілген көлденең қималар

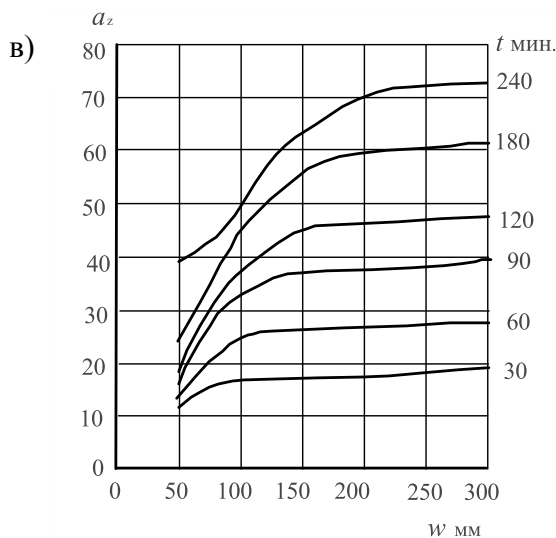
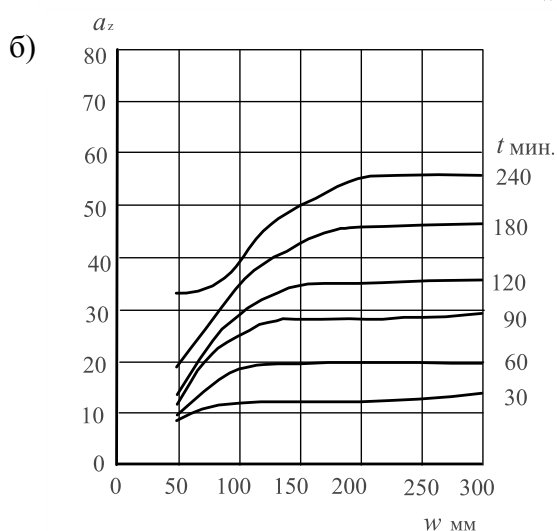


8.4-сурет– Өрт кезінде екі жағынан қызатын қабырға аймағына бөлу



w келесі түрде анықталады:

- тақтаның қалыңдығы;
- бір жағынан қызатын қабырғаның немесе бағананың қалыңдығы;
- арқалық қабырғасы қалыңдығының жартысы;
- екі жағынан қызатын қабырға немесе бағана қалыңдығының жартысы;
- төрт жағынан қызатын бағананың төменгі көлемінің жартысы



а – Келтірілген көлденең қиманың сығылуына кедергіні төмендету;

б – a_z арқалықтар немесе тақталар үшін;

в – a_z бағаналар немесе қабырғалар үшін

8.5-сурет – Өрттің стандартты температуралық режимінде a_z анықтау

8.3.6 Әрбір аймақтың қызу біркелкісіздігін есепке алу коэффициентін тең қабылдай отырып $(1 - 0,2/n)$, көлденең қима кедергісінің келтірілген төмендеу коэффициенті ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (В.11) Формула бойынша анықталады:

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \cdot \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i), \quad (8.9)$$

мұнда n – параллель аймақтардың w -дағы саны;

w – жалпы енінің жартысы;

m – аймақтың нөмірі.

8.3.7 Арқалықтың, тақтаның немесе панельдің зақымдалған аймағының қалыңдығы ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (В.12) Формула бойынша анықталады:

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right], \quad (8.10)$$

мұнда $k_c(\theta_M)$ – М нүктесінде бетонның кедергісін төмендету коэффициенті.

8.3.8 Екінші қатардағы теория бойынша әсерлерді ескеру керек бағаналардың, қабырғалардың және басқа конструкциялардың зақымдалған аймағының ені ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (В.13) Формула бойынша анықталады:

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right]. \quad (8.11)$$

8.3.9 Өрт кезінде келтірілген көлденең қиманы, кедергіні және серпімділік модулін анықтағаннан кейін отқа төзімділік есебі 8.2-суретте көрсетілгендей, $\gamma_{M,fi}$ пайдаланып, қалыпты температура кезіндегі конструкциялардың есебіне барабар.

8.4 Екінші қатар теориясы бойынша әсерлер

8.4.1 Бағаналар үшін екінші қатар теориясы бойынша әсерлерді өрт кезінде елемеуге жол берілмейді. Өрттің жоғары температурасының әсерімен сыртқы қабаттардың зақымдалуы ішкі қабаттардың серпімділік модулінің төмендеуімен бірге конструкцияның тұрақтылығын жоғалтуға әкеледі.

8.4.2 Өрт кезінде бағаналарды бағалауды қисықтықты немесе элементтің қаттылығын анықтау арқылы жекелеген конструкциялар (элементтер) ретінде жүргізуге жол беріледі.

8.4.3 Егер бағаналар тұрақтылығының төмендеуі салдарынан бірінші қатардағы теория бойынша моменттерді төмендету қарастырылмаса, жалғастырғыш конструктивті жүйелер үшін өрттің тікелей емес (жанама) әсерлері ескерілмейді.

8.4.4 Өрт кезінде $l_{0,fi}$ бағананың есептік ұзындығын қалыпты температура үшін есеп бойынша l_0 тең етіп қабылдауға жол беріледі. Әлдеқайда дәл бағалау үшін қаттылығының төмендеуі салдарынан бағаналардың соңындағы сәйкес реакцияның ұлғаюын ескеруге жол беріледі. Бұл үшін осы құралдың 8.3-қосымша бөліміне сәйкес бағананың келтірілген көлденең қимасын пайдалануға жол беріледі. Бұл жағдайда бетонның келтірілген қимасының балама қаттылығы (ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, В.3.1(5)-т. сәйкес) келесі формула бойынша анықталады:

$$(EI)_z = [k_c(\theta_M)]^2 E_c I_z, \quad (8.12)$$

мұнда $k_c(\theta_M)$ – М нүктесіндегі бетон кедергісінің төмендеу коэффициенті;

E_c – қалыпты температура кезіндегі бетон серпімділігінің модулі;

I_z – келтірілген көлденең қима инерциясының моменті.

Арматураның серпімділік модулі $E_{s,0}$ болып қабылданады (осы құралдың 7.3-қосымша бөлімін қараңыз).

8.4.5 Бағаналар қималарының отқа төзімділігін бағалау бірізділігі (жалғастырғыш конструктивті жүйелерде ғана):

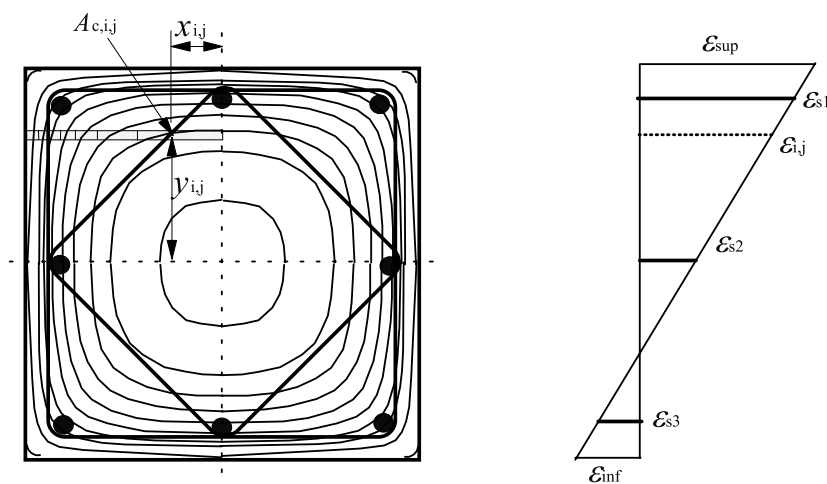
а) стандартты температуралық тәртіп үшін изотермалардың орналасуын анықтау (немесе өрттің параметрлік әсері үшін);

б) 20 °C, 100 °C, 200 °C, 300 °C, ..., 1100 °C температураның шамалас орташа көрсеткіштерімен аймақтарға көлденең қиманы бөлу (8.6-сурет);

в) әрбір аймақтың ортасы үшін енді w_{ij} , ауданды $A_{c,ij}$ және координаттарды x_{ij} y_{ij} анықтау;

г) арматуралық шыбықтардың температурасын анықтау;

д) әрбір арматуралық шыбық үшін және бетонның әрбір аймағы үшін деформацияның сәйкес диаграммасын пайдаланумен $N_{Ed,fi}$ үшін «қисық-момент» диаграммасын құру;

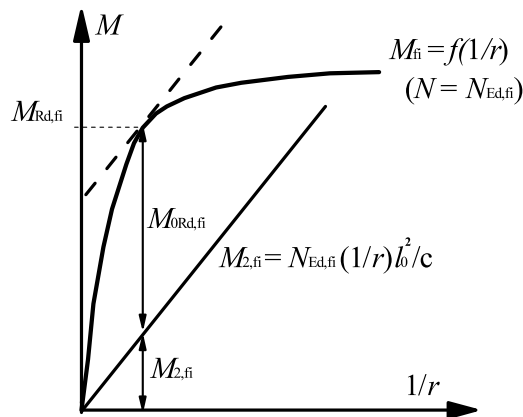


8.6-сурет – Аймақтарға бөлінген бағананың көлденең қимасы

е) Сандық әдістерді пайдаланып $N_{Ed,fi}$ үшін $M_{Rd,fi}$ қиманың шектік иілу моменті және тиісті қисықтық үшін $M_{2,fi}$ екінші қатар теориясы бойынша номинал моментті анықтау;

ж) $N_{Ed,fi}$ өрт кезінде белгіленген әсер үшін $M_{Rd,fi}$ қиманың шектік иілу моменті мен $M_{2,fi}$ екінші қатар теориясы бойынша номиналды моменті арасындағы айырмашылық ретінде $M_{0Rd,fi}$ бірінші қатар теориясы бойынша шектік моментін анықтау (8.7-суретті қараңыз);

и) өрт кезіндегі бірінші қатар теориясы бойынша $M_{0Ed,fi}$ есептік иілу моментімен $M_{0Rd,fi}$ бірінші қатар теориясы бойынша шектік моментті салыстыру.



c – қисықтыққа тәуелді коэффициент (≈ 10), ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 5.8 қараңыз,

$$M_{0Rd,fi} \geq M_{0Ed,fi}$$

8.7-сурет – $M_{Rd,fi}$, $M_{2,fi}$ және $M_{0Rd,fi}$ анықтау үшін «қисықтық-момент» диаграммасы

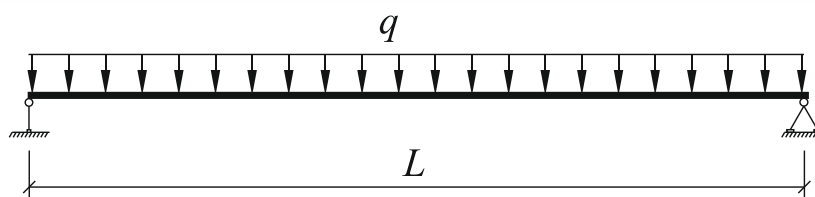
1-МЫСАЛ Аражабынның көп қуысты тақтасының есебі.

Берілді: Қима биіктігі 220 мм St800 маркалы темірбетон көп қуысты аражабын тақтасы төменгі бойлық жұмыс арматурасы ретінде 800 МПа беріктікпен термомеханикалық нығайтылған болаттан жасалған диаметрі 10 мм 3 арматуралық шыбықты қолданумен C16/20 класты бетоннан орындалған (тақтаға бетонның шығысы – 0,56 м³). Арматура 25 мм бетонның қорғаныстық қабатымен бір қатарға орналасқан. Өрт кезінде тақтаға күш әсерлерінің шамасы 11,80 кПа құрайды.

Конструкцияның отқа төзімділігін анықтау.

Есептеу:

8.8-суретте аражабын тақтасының есептік сұлбасы берілген.



8.8-сурет – Аражабын тақтасының есептік сұлбасы

Тақталарды бойлық жұмыстық арматуралау қимасының ауданы аралықты бойлай өзгермейтіндігімен байланысты, 3.3.8-т. сәйкес есеп тек орта есептік қима үшін ғана сыртқы жүктемеден иілу моментіне кедергіге жүргізілген.

Есеп 3.4.4-т. және 6.2.8-т. сәйкес, стандартты температуралық тәртіп үшін жүргізілді. 3.4.20-т. сәйкес, тақталар үшін қоршау және көтергіш конструкциялары үшін R , E , I шектік күйлері решаменттеледі.

Отқа төзімділік бойынша R шектік күй 8.1.3-т. талаптарын ескере отырып, 30; 60; 90; 120; 180; 240 минут оттың әсер ету уақытының есептік мәндері үшін бірізді анықталған. Тақтаның қызған есептік қимасы сыртқы жүктемеден иілу моменті кедергі көрсетуге қабілетті болмайтын

уақыт мәні оттың әсер ету уақытының таяудағы қауіпсіз мәніне дейін дөнгелектендірілді – бұл R стандартты өрттің әсері кезіндегі көтергіш қабілетінің шегі ретінде қабылданған.

Есептік қима элементтерінің қызу температурасын анықтау үшін төменгі жақтан аражабын тақталарының біржақты жылулық қызуы қабылданған. Тақталардың бүйір беттері арқылы жылуды беру тақталық төсемде олардың жапсарлас тақталармен немесе қабырғалармен жабылуын болжауда ескерілмеді.

Аражабындар тақталары үшін E , I жай-күйі осы құралдың 10-тарауына және EN 1168 G қосымшасына сәйкес анықталды. Ені 1,2 м тақтаның тиімді қалыңдығы құрайды:

$$t_e = h \cdot \sqrt{\frac{A_c}{b \cdot h}} = h \cdot \sqrt{\frac{V_c}{L \cdot b \cdot h}} = 0,22 \times \sqrt{\frac{0,56}{4,1 \times 1,19 \times 0,22}} = 0,16 \text{ м},$$

мұнда h – тақтаның қалыңдығы, м;

A_c – бетонның көлденең қимасының ауданы, м²;

V_c – тақтаға бетонның шығысы, м³;

L – тақтаның ұзындығы, м;

b – тақтаның ені, м.

10.3-кестеге сәйкес 160 мм келтірілген қалыңдыққа EI 180 отқа төзімділік шегі сәйкес келеді.

Арматураның осіне дейінгі арақашықтық $25 + 10 / 2 = 30$ мм құрайды. А.2-суретке сәйкес, стандартты от әсерінің 30 минутында оның температурасы 230 °C құрайды. Бұл 0,90-ға тең $k_p(\theta)$ кернелетін арматураның сипаттамалық кедергісін төмендету коэффициентіне сәйкес келеді (термиялық нығайтылған ($q&t$) кернелетін арматура үшін 7.5-кесте бойынша анықталған).

Осылайша, 7.1.2-т. сәйкес, стандартты от әсерінің 30 минутында арматураның есептік кедергісі құрайды:

$$f_{pd,fi}(\theta_m) = k_p(\theta) \cdot f_{pk} = 0,90 \times 800 \times 10^6 = 720 \times 10^6 \text{ Па},$$

мұнда $k_p(\theta)$ – кернелетін арматураның сипаттамалық кедергісінің төмендеу коэффициенті;

f_{pk} – кернелетін арматураның созылуына беріктік шегінің сипаттамалық мәні, Па.

А.2-суретке сәйкес, стандартты от әсерінің 30 минутына қарай бетонның жоғарғы қысылған бөлігінің температурасы 50 °C-тан аспайды. 7.2-кестеге сәйкес көрсетілген температура кезіндегі бетонның беріктігі өзгермейді:

$$f_{cd,fi} = k_\theta \cdot f_{ck} = 1,0 \times 16 \times 10^6 = 16 \times 10^6 \text{ Па},$$

мұнда $f_{cd,fi}$ – өрт кезіндегі бетонның есептік кедергісі, Па;

k_θ – бетонның сипаттамалық кедергісінің төмендеу коэффициенті;

f_{ck} – бетонның сипаттамалық кедергісі, Па.

8.2.4-т. сәйкес тепе-теңдік шартынан шығара келе тиімді қысылған қима аймағының биіктігі:

$$\lambda x = \frac{n \cdot A_{s1} \cdot f_{pd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} \cdot \eta \cdot f_{cd,fi}(20)} = \frac{3 \times 78,5 \times 10^{-6} \times 720 \times 10^6}{1,19 \times 1,0 \times 16 \times 10^6} = 0,009 \text{ м},$$

мұнда n – созылған аймақтағы арматуралық шыбықтардың саны;

A_{s1} – созылған бір шыбық қимасының ауданы, м^2 ;

λ – қиманың сығылған аймағының тиімді биіктігінің коэффициенті;

x – бетонның шартты сығылған аймағының биіктігі, м;

b – бетонның шартты сығылған аймағының ені, м;

η – тиімді беріктік коэффициенті.

Стандартты оттың әсер етуінің 30 минут уақытына қарай есептік қиманың беріктігі (ішкі тең күштің иілу моментін) құрайды:

$$M_{Rd,fi} = n \cdot A_{s1} \cdot f_{sd,fi} \cdot (d_{fi} - 0,5\lambda x) = 3 \times 78,5 \times 10^{-6} \times \\ \times 720 \times 10^6 \times (0,19 - 0,5 \times 0,009) = 31,45 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

мұнда d_{fi} – өрт кезіндегі көлденең қиманың есептік биіктігі, м.

Тақтаға түсетін есептік жүктеме шартқа сәйкес 11,80 кПа құрайды. Бұл қиманың ортасындағы сыртқы иілу моментіне барабар:

$$M_{Ed,fi} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{Q \cdot b \cdot L^2}{8} = \frac{11,80 \times 10^3 \times 1,190 \times 4,1^2}{8} = 29,51 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

мұнда q – ұзындық жүктеме, Н/м;

L – тақтаның есептік аралығы, м;

Q – таралған жүктеме, Н/м^2 .

3.4.18-т. сәйкес стандартты от әсерінің 30 минуты үшін беріктік шарты:

$$M_{Rd,fi} = 31,45 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed,fi} = 29,51 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

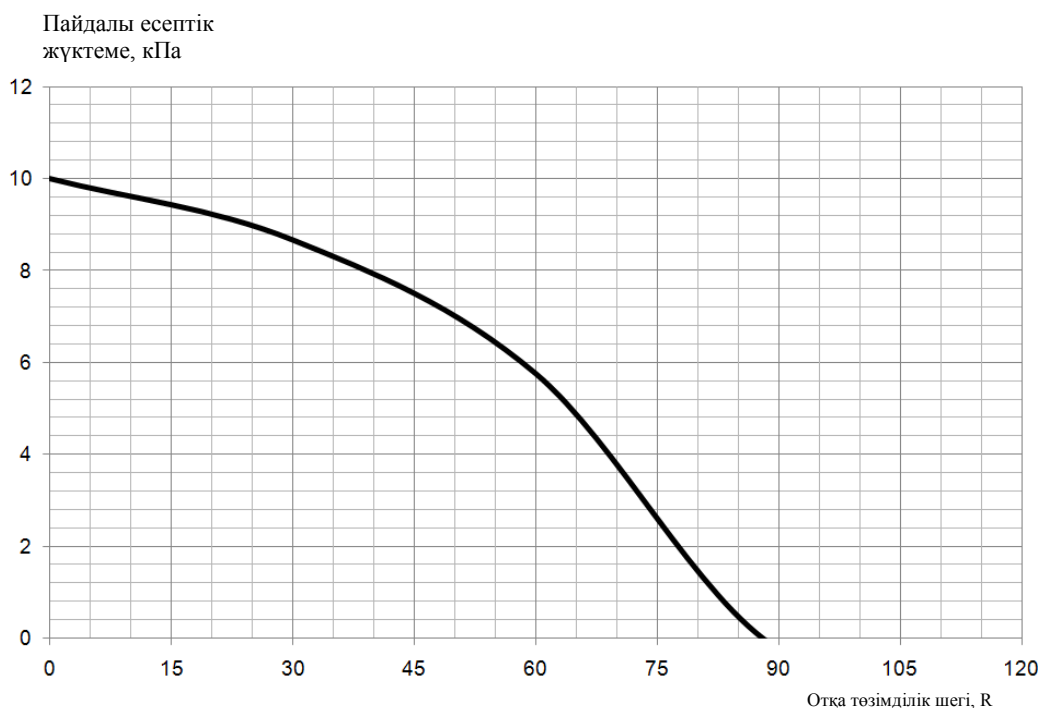
Беріктік шарты орындалады, демек, қабылданған есептік жүктеме үшін стандартты оттың әсер етуінің 30 минутында қима беріктігі таусылған жоқ.

Қалған уақыт мәндері үшін есеп осы секілді және 8.2-кестеде берілген.

8.2-кестеде берілген деректерден шығара келе, 11,80 кПа өрт кезінде (пайдалыға сәйкес келуі – 7,85 кПа) аражабын плитасын отқа төзімділік шегіне $R 30$ жатқызу керек. Стандартты от әсері кезінде тақтаның көтергіш қабілетін төмендету кестесі (3,95 кПа болып қабылданған тақтаның меншікті салмағынан есептік жүктемені шегеріп, пайдалы жүктеме үшін) 8.9-суретте берілген. Есептік пайдалы жүктеме мәні төмендеген кезде отқа төзімділік шегінің мәні $R 75$ дейін ұлғаюы мүмкіндігі анық.

8.2-кесте – Плиталар үшін есептердің нәтижелері

Уақыт, мин	θ , °C	$k_p(\theta)$	$f_{pd,fi}$, кПа	λx , м	$M_{Rd,fi}$, кН·м
0	20	1,00	800	0,010	34,88
30	230	0,90	722	0,009	31,55
60	400	0,69	552	0,007	24,27
90	500	0,26	208	0,003	9,25
120	570	0,23	180	0,002	8,01
180	680	0,16	130	0,002	5,78
240	750	0,12	96	0,001	4,28



8.2-сурет – Пайдалы есептік жүктеме мәніне байланысты аражабын плитасының отка төзімділік шегі

Қорытынды: Толық есептік жүктеме кезінде плитаның отка төзімділік шегі R30 құрайды.

2-МЫСАЛ Темірбетон бағанасының есебі.

Берілді. 300 × 300 мм қимасымен қатты бекітілген бағана, бағананың ұзындығы $l = 3600$ мм, C35/45 [f_{ck} класы бетон = 35 МПа], гранитті (силикатты) тұтқыр, қима ауданы $A_s = 12,56 \times 10^{-4} \text{ м}^2$ болатын А400с [$f_{yk} = 400$ МПа] класы ыстықтай тапталған арматура (диаметрі 20 мм 4 шыбық), арматура қима бұрыштарында орналасқан, бетонның қорғаныс қабатының қалыңдығы $c_{cov} = 40$ мм. Бағана 2000 кН осьтік жүктемені және бағананың жоғарғы және төменгі жағындағы 10 кН·м әртүрлі бағытталған иілу моменттерді қабылдайды.

Стандартты өрттің әсер етуі кезіндегі R көтеру қабілетінің шегін анықтау.

Есеп:

3.4.20-т. сәйкес, бағана үшін тек R шектік күй ғана регламенттеледі.

Есеп стандартты температуралық режимнің 30, 60, 90, 120 минуттық уақыт мәндері үшін жүргізіледі. Есептік ретінде 8.2-қосымша бөліміне сәйкес «500 °C изотерма» әдісі пайдаланылады.

Есептің жылу техникалық бөлімі А.11-А.15-суреттері бойынша орындалған. Арматураның осіне дейінгі арақашықтық $40 + 20 / 2 = 50$ мм құрайды. Қызу кезінде арматураның беріктігін төмендету 7.4-кесте бойынша ыстықтай тапталған арматура үшін анықталған. Критикалық температураға дейін қызған бетонның қалыңдығын анықтау кезінде А.15-суретінің деректері пайдаланылды, бұл жағдайда бағананың бір жақты басымдылықпен қызуы үшін (симметрия осін бойлай) қалыңдық – $l_{d,cr1}$, және бұрыштық бөліктерді екі жақты қыздыруды есепке алу үшін балама қалыңдық – $l_{d,cr2}$ анықталды. Бұл жағдайда балама қалыңдық ретінде дөңгелектенген учаске шегінде (есептеуді жеңілдету үшін) шамамен аудан бойынша тең квадрат жағы қабылданды (A_2 ауданымен):

$$A_{red} = A_c - 4 \cdot A_2 - 4A_1 = A_c - 4 \cdot l_{d,cr2}^2 - 4(b - 2 \cdot l_{d,cr2}) \cdot l_{d,cr1}.$$

Жалпы келтірілген қима үшін сонымен қатар келесі формула бойынша b_{fi} бағананың келтірілген ені анықталды:

$$b_{fi} = \sqrt{A_{red}}.$$

Жылу техникалық есептің нәтижелері 8.3-кестеде келтірілген.

8.3-кесте – Жылу техникалық есептің деректері

Уақыт, t , мин	Арматура			Бетон					
	θ , °C	$k_s(\theta)$	$E_s(\theta)/E_s$	$l_{d,cr1}$, м	$l_{d,cr2}$, м	A_1 , м ²	A_2 , м ²	A_{red} , м ²	b_{fi} , м
30	190	1,00	1,00	0,010	0,040	0,009	0,006	0,075	0,273
60	400	1,00	0,91	0,022	0,055	0,017	0,012	0,061	0,247
90	530	0,70	0,70	0,030	0,070	0,019	0,020	0,051	0,226
120	620	0,40	0,51	0,040	0,090	0,019	0,032	0,038	0,196

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 5.7-суретке сәйкес, бағананың есептік ұзындығы келесідей қабылдануы мүмкін:

$$l_0 = \frac{l}{2} = \frac{3,6}{2} = 1,8 \text{ м}.$$

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (5.14) Формуласына сәйкес өрттің 60 минут уақытында бағананың икемдігі:

$$\lambda_{fi}(60) = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{b_{fi}^4}{12} A_{red}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot l_0}{b_{fi}} = \frac{\sqrt{12} \times 1,8}{0,247} = 25,21.$$

Екінші қатардағы әсерлерді бағалау үшін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 5.8.3.1(1)Р-т. сәйкес икемділік өлшемдері тексеріледі:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{n^{0,5}} = \frac{20 \times 0,7 \times 1,21 \times 0,7}{0,93^{0,5}} = 12,29,$$

мұнда

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \frac{A_s \cdot f_{yd,fi}}{A_{red} \cdot f_{cd,fi}(20)}} = \sqrt{1 + 2 \frac{12,56 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^6 \times 1,0}{0,061 \times 35 \times 10^6}} = 1,21$$

ω – арматуралаудың механикалық коэффициенті;

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1,7 - \frac{10 \times 10^3}{10 \times 10^3} = 0,70,$$

M_{01}, M_{02} - бірінші қатардағы әсерлерді ескерумен элементтің соңындағы моменттер;

$$n_{fi}(60) = \frac{N_{Ed}}{A_{red} \cdot f_{ck,fi}(20)} = \frac{2000 \times 10^3}{0,061 \times 35 \times 10^6} = 0,93,$$

n – салыстырмалы бойлық күш салу;

Иілімділік шарты келесі түрге ие:

$$\lambda_{lim} = 12,29 < \lambda_{fi}(60) = 25,21,$$

және бағананың иілімді болып табылатындығын куәландырады – екінші қатардағы әсерлерді (қисықтықты) ескеру қажет.

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 5.8.8.2-т. сәйкес, екінші қатардағы әсерлерді ескерумен момент келтірілген мәндердің ішіндегі көбірек мәнді қабылдайды:

$$M_{Ed} = \max[M_{02}'; M_{0Ed} + M_2; M_{01} + 0,5M_2] = \max[40; 30,15; 20,08] = 40 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

мұнда

$$M_{02}' = \max[M_{02} + N_{Ed} \cdot e_1; N_{Ed} \cdot e_0]$$

N_{Ed} – бойлық күш салудың есептік мәні;

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 5.2(7)-т. сәйкес, $e_1 = l_0 / 400$; $e_0 = 20$ мм.

$$M_{02}' = \max \left[10 \times 10^3 + 2000 \times 10^3 \times \frac{1,8}{400}; 2000 \times 10^3 \times 0,02 \right] = \max [19000; 40000] = 40 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 5.8.8.2(2)-т., 5.8.8.3(1)-т. сәйкес:

$$M_{0Ed} + M_2 = 10 + 20,15 = 30,15 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

M_{0Ed} – жетілмегендік ықпалын қосқанда, бірінші қатардағы әсерлерді ескерумен момент;
 M_2 – екінші қатардағы әсерлерді ескерумен номиналды момент.

$$M_{01} + 0,5 \cdot M_2 = 10 + 0,5 \times 20,15 = 20,08 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{0Ed} = \max [0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01}; 0,4 \cdot M_{02}] = \max [0,6 \times 10 \times 10^3 + 0,4 \times 10 \times 10^3; 0,4 \times 10 \times 10^3] = \\ = \max [10000; 4000] = 10 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_2 = N_{Ed} \cdot e_2 = N_{Ed} \cdot \left(\frac{1}{r} \right) \cdot \frac{l_0^2}{10} = 2000 \times 10^3 \times 0,031 \times \frac{1,8^2}{10} = 20,15 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

e_2 – қисықтықпен анықталатын ауысу;

l/r – қисықтық;

l_0 – есептік ұзындық;

мұнда

$$\left(\frac{1}{r} \right) = K_v \cdot K_\varphi \cdot \left(\frac{f_{yd,fi}(60)}{E_{s,fi}(60) \cdot 0,45d_s} \right) = \frac{n_{u,fi}(60) - n_{fi}(60)}{n_{u,fi}(60) - n_{bal}} \cdot (1 + \beta \varphi_{ef}) \cdot \left(\frac{f_{yd,fi}(60)}{E_{s,fi}(60) \cdot 0,45d_s} \right) = \\ = \frac{1,23 - 0,93}{1,23 - 0,4} \times (1 + 0,36 \times 2,0) \times \left(\frac{400 \times 10^6}{200 \times 10^9 \times 0,7 \times 0,45 \times (0,300 - 0,050)} \right) = \\ = 0,69 \times 1,77 \times 0,025 = 0,031,$$

K_v – бойлық жүктемеге байланысты түзетуші коэффициент;

K_φ – сырғу ықпалын ескеретін коэффициент.

мұнда

$$n_{u,fi}(60) = 1 + \omega = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd,fi}}{A_{red} \cdot f_{cd,fi}(20)} = 1 + \frac{12,56 \cdot 10^{-4} \times 400 \times 10^6 \times 1,0}{0,061 \times 35 \times 10^6} = 1,23, \\ \beta = 0,35 + \frac{f_{ck,fi}(60)}{200} - \frac{\lambda_{fi}(60)}{150} = 0,35 + \frac{35}{200} - \frac{25,21}{150} = 0,36.$$

8.2.4 –т. сәйкес тепе-теңдік шартынан шығара келе қиманың тиімді сығылған аймағының биіктігі:

$$\lambda x = \frac{n \cdot A_{sl} \cdot f_{yd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} \cdot \eta \cdot f_{cd,fi}(20)} = \frac{0,5 \times 12,56 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^6}{0,247 \times 1,0 \times 35 \times 10^6} = 0,029 \text{ м.}$$

Стандартты от әсерінің 60 минутына қарай есептік қиманың беріктігі (ішкі тең күштің иілу моменті) құрайды:

$$M_{Rd,fi} = n \cdot A_{sl} \cdot f_{sd,fi} \cdot (d_{fi} - 0,5\lambda x) = 3 \times 78,5 \times 10^{-6} \times \\ \times 720 \times 10^6 \times (0,19 - 0,5 \times 0,009) = 58,49 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Статикалық техникалық есептің нәтижелері 8.4-кестеде келтірілген.

8.4-кесте – Статикалық есеп деректері

Уақыт, t , мин	λ_{fi}	λ_{lim}	M_{02}' , кН·м	M_2 , кН·м	λx	$M_{Rd,fi}$, кН·м
30	22,80	13,19		19,09	0,026	65,41
60	25,21	12,29	40,0	18,40	0,029	58,49
90	27,56	10,95		5,40	0,022	37,84
120	31,82	9,16		-30,22	0,015	18,95

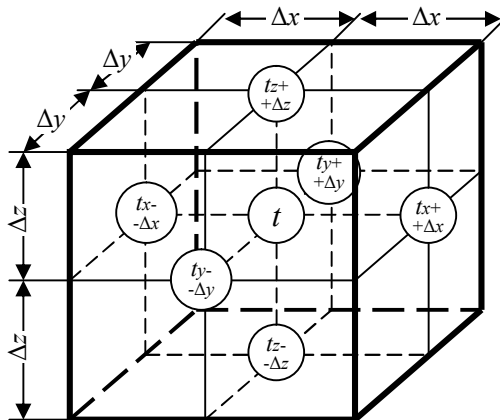
8.4-кестенің деректерінен шығара келе, екінші қатардағы әсерлерден максималды моменті стандартты температуралық режимнің 60...90 минут ауқымында қызған қиманың есептік беріктігінен асады. Бағананың отқа төзімділік шегі R60 болып қабылдануы мүмкін.

9 ЖАЛПЫ ЕСЕПТЕУ ӘДІСТЕРІ

9.1 Есептеудің жалпы әдістері өрт кезіндегі конструктивті жүйелердің әлдеқайда толық талдауын қамтамасыз етеді. Әдетте, есептеудің жалпы әдістері САД (САПР) немесе САЕ және түпкілікті элементтік модельдеу әдістерін пайдаланумен жүзеге асырылады. Әдетте есептеудің жалпы әдістерінің дәлдігі компьютердің есептеу қуаттылығымен және модельдің нақтылығымен ғана шектелген.

9.2 Әдістің мәні келесіге негізделеді: қарастырылып отырған дене элементарлы геометриялық формалардың қатарына бөлінеді, оның шегінде температураны (кернеуді) өзгерту заңы сызықтық дәлдігінің белгілі дәрежесімен қабылдануы мүмкін. Элементарлы көлем ретінде Δx , Δy , Δz тараптарымен параллелепипедті қабылдау мақсатқа сай. Кез келген дененің контурлары белгілі бір дәлдік дәрежесінде элементарлы параллелепипедтердің сериясымен сипатталуы мүмкін. Бөлу жазықтықтарының қиылысу орындары, яғни параллелепипедтердің бұрыштары есептік нүктелер болып табылады. Есептік нүктелердегі температуралар (кернеулер) уақытты және орынды сипаттайтын

индекстермен белгіленеді. Мысалы, есептік нүкте температурасы осы уақыт моментінде (9.1-суретте) t болып белгіленген. Δx , Δy , Δz арақашықтықта орналасқан көрші нүктелердегі температуралар сәйкесінше $t_{x+\Delta x}$, $t_{y+\Delta y}$, $t_{z+\Delta z}$ соң белгіленеді. Келесі уақыт моментінде есептік нүкте температурасы, яғни $\Delta \tau$ уақыт аралығынан кейін, $t_{\tau+\Delta \tau}$ болып белгіленеді. Температуралардың (кернеулердің) бастапқы бөлінісі берілген болып табылады, яғни $\tau = 0$ уақыт моментінде барлық есептік нүктелер үшін t шамасы белгілі.



9.1-сурет – Түпкілікті-элементті әдіспен есептеу сұлбасы

9.3 Есептеудің жалпы әдістерін пайдалану үшін келесілерді анықтау үшін есептік модельдерді тұжырымдау және әзірлеу қажет:

- конструкциялардағы температураның өсуі және таралуы (жылу техникалық есеп);
- конструктивті жүйенің немесе оның кез келген бөлігінің механикалық жұмысы (кернеулердің және деформациялардың өсімі және таралуы (статикалық есеп)).

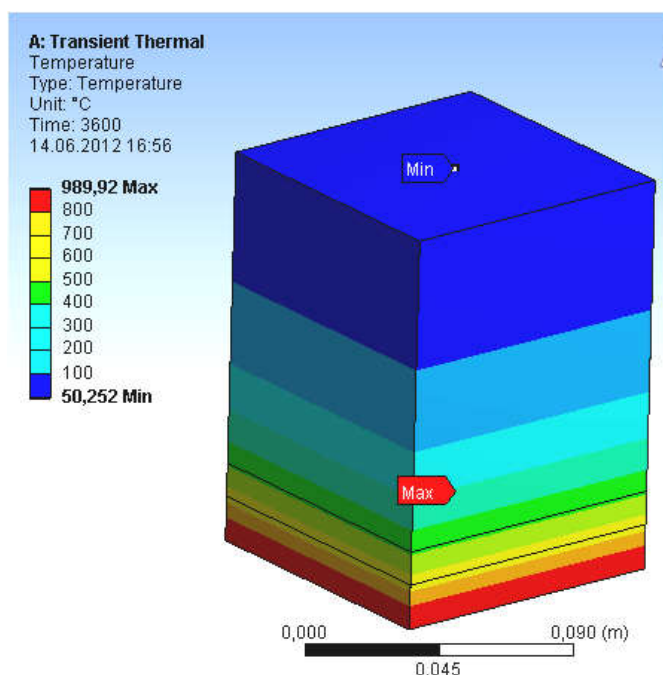
9.4 Есептеудің жалпы әдістері температуралардың сәйкес диапазоны және қызу тәртібі үшін материалдардың сипаттамалары белгілі болуы шартында кез келген температуралық режимдермен қолданылады.

9.5 Жылу техникалық есептің жалпы әдістерінде келесі ұстанымдарды және жылу өткізгіштік теориясының жорамалдарын пайдалану керек:

- уақыт бойынша өрт температурасының өзгеруі конструкцияның стационарлы емес қызуына әкеледі, жылу техникалық сипаттамалардың ешқандай орташалануы стационарлы жылу өткізгіштік әдістерімен жылу техникалық міндеттің шешімін алуға рұқсат бермейді;
- жайпақ жазық темірбетон конструкциялар үшін конструкция арқылы бір өлшемді жылу ағынының есебіне жол беріледі, бүйірлік беттер арқылы жылудың жоғалуын ескермеуге болады;
- арматуралық элементтер үшін температураның көлем бойынша біркелкі бөлінісіне жол беріледі, демек арматура мен бетон арасындағы ілінісу күштерін есепке алу кезінде арматура сызықтық (қалыңдыққа ие емес) элемент ретінде қабылдануы мүмкін;
- болған жағдайда, бетондағы немесе қорғаныстық қабаттардағы ылғал мөлшерінің және қозғалысының ықпалын елемеге жол беріледі;

– темірбетон конструкциялардағы температуралық пішіндерді арматураның ықпалын ескерусіз анықтауға жол беріледі.

Жалпы әдістермен жазық қима темірбетон тақтасының температурасын есептеу мысалы 9.2-суретте көрсетілген. Суретте ANSYS автоматтандырылғын жобалау жүйесін (АЖЖ) қолдану арқылы жалпы тәсілмен есептеу нәтижесі көрсетілген. Есепке өлшемдері $100 \times 100 \times 120$ мм (120 мм тегіс немесе 220 мм көпкеуекті темірбетонның қалыңдығына тең) призма қабылданған. Өрт кезінде тақталарға жылудың бірқалыпты ағыны тән, сондықтан температура тек қиылысу биіктігінде ғана өзгереді, барлық тақталарды есептеу және есептеу жүйелерінің ресурстарын үнемдеу үшін шағын кесікті алу жеткілікті.



9.2-сурет – Есептеудің жалпы әдістемесін пайдаланумен қиманың қызуын есепке алу мысалы

9.6 Статикалық есептің жалпы әдістерінде қызған кездегі материалдардың механикалық сипаттамаларының өзгерісін ескере отырып, құрылыс механикасының келесі ұстанымдарын және болжамдарын пайдалану керек:

- сызатты бетонның жұмысын есепке алу үшін бетонның деформациялану диаграммасы төмен түсетін тармақты қамтуы тиіс;
- температуралардың өсуінен, сондай-ақ құбылуынан туындаған кернеулерді және температуралық деформацияларды ескеру қажет;
- есеппен алынатын шектік күйдегі деформацияларды конструктивті жүйенің кеңістікті қаттылығын қамтамасыз ету үшін қажет дәрежеде шектеу керек;
- статикалық есеп геометриялық сызықсыздықты ескере алады;
- қызу кезінде темірбетон қималардың шектік бұрылу бұрыштары иілімді деформация кезінде ε_{cu} және ε_{su} мәндерінің ұлғаюын ескере отырып бағаланады. ε_{cu} үшін сонымен қатар қарастырылған жанама арматуралаудың ықпалы ескеріледі.

9.7 ε жалпы деформациясы ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (4.15) Формула бойынша анықталады:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{creep} + \varepsilon_{tr}, \quad (9.1)$$

мұнда ε_{th} – температуралық деформация;

ε_{σ} – кернеуге тәуелді деформация;

ε_{creep} – жылжудың деформациясы;

ε_{tr} – қысқа мерзімді деформация.

9.8 Өрттің әсеріне ұшырайтын қимадағы бетонның қысылған аймағы бетонның қорғаныстық қабатын сақтау және бұзылудың алдын алу бойынша ерекше талаптарды ескере отырып есептелуі және құрастырылуы тиіс.

9.9 Қоршау конструкцияларын тиісті тіректі жоғалтудың салдарынан олардың бұзылу ықтималдығының алдын алуды ескере отырып есептеу және құрастыру керек.

9.10 Есептің жалпы әдістемесін анықтау үшін сынақтардың тиісті нәтижелерінің негізінде дәлдікті тексеру керек.

9.11 Көтергіш қабілетін және басқа тән белгілерді анықтауды осы құралдың 3.3.3, 3.3.4-т.т. келтірілген өлшемдерге сәйкес жүргізу керек.

10 КЕСТЕЛІК ДЕРЕКТЕР

10.1 Қағидалар және ережелер

10.1.1 Кестелік деректер өрт кезінде конструкция (қауіпсіздіктің қабылданған коэффициенттерін және жүктемелер комбинациясын ескере отырып) бастапқы көтергіш қабілетінен η_{fi} (0,70) аспайтындай жүктелуін, демек жұмыс арматурасындағы кернеулер ағушылық шегінің туындау кернеулерінен $k_{\theta} = \eta_{fi}$ (0,70) аспайтындығын болжауға негізделген жеңілдетілген есептеу әдістемесінің жеке жағдайы болып табылады. Арматурада максималды ықтимал кернеулер әрекет ететіндігін шамалап (7.4 және 7.5-кестелерді қараңыз), R көтергіш қабілетінің шегі ағушылық шегі максималды мүмкін болатын кернеулердің мәніне дейін төмендейтін температураға жету уақыты бойынша анықталуы мүмкін. 7.4 және 7.5-кестелерге сәйкес, бұл температуралар 300...600 °C шегінде болады.

Ескертпе – $\eta_{fi} = 0,70$ мәні осы құралдың 6.1.31 тармағына сәйкес келтірілген. Өлдеқайда толығырақ мәнді (6.11)-(6.12б) Формулалар бойынша анықтау керек.

10.1.2 Кестелік деректерді қолдану облысы:

– кестелік деректерде тек стандартты өрттің әсер етуіне арналған мәндер келтірілген, кестелік деректер өрт әсерлерінің басқа түрлері үшін қолданылмайды (осы құралдың 3.4 қараңыз);

– стандартты өрттің шамаланатын әсерінің ұзақтығы 240 мин аспауы тиіс (сәйкесінше, кестелік деректер бойынша анықталған R көтергіш функциясының шегі 4 сағатпен шектелген);

– кестелік деректер силикатты толтырғышпен қалыпты тығыздықтағы (2000 бастап 2600 кг/м³ дейін) бетон үшін қолданылады;

– кестелік деректер $\eta_{fi} = 0,7$ коэффициенті үшін анықталған, бұл S500 класты ыстықтай тапталған арматура үшін $\theta_{cr} = 500$ °C критикалық температура мәніне сәйкес келеді;

– бағаналар үшін кестелік деректер жалғастырғыш конструктивті жүйелер үшін ғана қолданылады.

10.1.3 Кестелік деректерді пайдаланған кезде талап етілмейді:

– кесілуге және бұралуға кедергіні, сонымен қатар анкерлеуді қосымша тексеруді жүргізу;

– қорғаныстық қабаттың арматуралануын қоспағанда, бұзылуға әрі қарай тексеруді жүргізу;

10.1.4 Кестелік деректерді (еркін сүйемелденген конструкциялардың созылған аймағында арматураның осіне дейінгі арақашықтық – 5.5, 5.6 және 5.9-кестелер) ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.2) Формуласына сәйкес келетін (10.2) Формуланың негізінде 7.4, 7.5-кестеден анықталған критикалық температураны ескере отырып, ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.3) Формуласына сәйкес (10.1) Формула бойынша нақтылауға болады.

$$\Delta a = 0,1 \cdot (500 - \theta_{cr}), \quad (10.1)$$

мұнда Δa – арматураның осіне дейінгі арақашықтық өзгерісі, мм.

$$k_{s(p)}(\theta_{cr}) = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov} \cdot \gamma_s}, \quad (10.2)$$

мұнда γ_s – арматура бойынша қауіпсіздіктің жеке коэффициенті (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 2.1N-кестені қараңыз);

$A_{s,req}$ – ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес шектік күймен анықталатын арматураның ауданы;

$A_{s,prov}$ – арматураның іс жүзіндегі ауданы;

$E_{d,fi}/E_d$ – ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (2.4.2) сәйкес анықталған әсерлер нәтижелерінің қатынасы.

10.1.5 Кестелік деректер пайдаланылуы мүмкін:

– Арқалықтардың және тақталардың көлденең қимасының минималды өлшемдерін 10 %-ға азайтумен – карбонатты немесе жеңіл толтырғышты бетон үшін;

– арматураның осіне дейінгі талап етілетін арақашықтықты 10 мм-ге ұлғайтумен – термиялық нығайтылған алдын ала кернеуленген шыбықтар үшін ($q \& t$) ($\theta_{cr} = 400$ °C сәйкес келеді);

– арматураның осіне дейін талап етілетін арақашықтықты 15 мм-ге ұлғайтумен – суық тапталған сымдар және арқандар үшін (с&w) ($\theta_{cr} = 350\text{ }^{\circ}\text{C}$ сәйкес келеді);

10.1.6 (10.1) Формуласы $350\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta_{cr} < 700\text{ }^{\circ}\text{C}$ температуралардың диапазоны үшін қолданылады. Көрсетілген диапазоннан тыс температураның мәндері үшін және әлдеқайда нақты нәтижелерді алу үшін жалпы әдістермен жылу техникалық есепті немесе температуралық пішіндерді пайдалану қажет.

10.1.7 Арқалықтар үшін критикалық температура өзгерген кезде созылған элементтің немесе арқалықтың созылған аймағының минималды енін мм-де ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.4) Формула бойынша өзгерту керек:

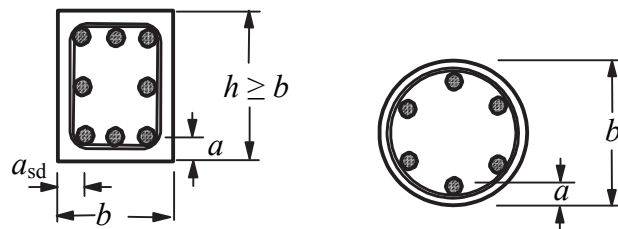
$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8 \cdot (400 - \theta_{cr}), \quad (10.3)$$

мұнда b_{min} – талап етілетін отқа төзімділікке арналған кестелерде келтірілген b минималды өлшем.

10.1.8 Кестелерде жобалау ережелеріне қосымша отқа төзімділікті қамтамасыз ету үшін конструкциялардың минималды өлшемдері келтірілген. Арматураның осіне дейінгі арақашықтықтардың кейбір кестелік мәндері (25 мм-ден кем) талап етілетін пайдаланушылық жарамдылықтан төмен, оларды тек интерполяция үшін ғана қолдану керек.

10.1.9 Кестелік деректерде келтірілген мәндер бойынша сызықтық интерполяцияға жол беріледі.

10.1.10 Кестелерде пайдаланылатын конструкциялар қималарының геометриялық сипаттамалары 10.1-суретте келтірілген.



10.1-сурет – Конструктивті элементтердің қималары

10.1.11 Арматураның осіне дейінгі арақашықтықтың мәндері, шыбықтар, арқандар және сымдар үшін номиналды өлшемдер болып табылады. ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (4.4.1) көрсетілген қосымша болжамдарды қадағалау талап етілмейді.

10.1.12 Егер арматура 10.2-суретте көрсетілгендей бірнеше қатарға орналасатын болса және (немесе) f_{yk} және f_{pk} сипаттамалық кедергілермен кернелмейтін және кернелетін арматурадан тұратын болса, онда ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.5) Формуласы бойынша анықталған a_m арматураның осіне дейінгі келтірілген арақашықтық кестелерде көрсетілгеннен кем болмауы тиіс.

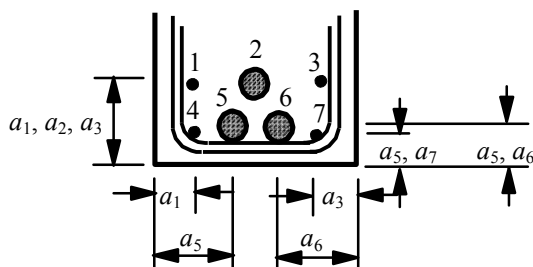
$$a_m = \frac{A_{s1}a_1 + A_{s2}a_2 + \dots + A_{sn}a_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} = \frac{\sum A_{si}a_i}{\sum A_{si}}, \quad (10.4)$$

мұнда A_{si} – i шыбықтың (арқанның, сымның) көлденең қимасының ауданы;

a_i – өрт кезінде қызатын жақын беттен шыбықтың (арқанның, сымның) осіне дейінгі арақашықтық.

Егер әртүрлі сипаттамалық кедергімен арматура қолданылған болса, онда (10.4) Формуласында A_{si} –ні $A_{si}f_{yki}$ (немесе $A_{si}f_{pki}$) етіп ауыстыру қажет.

10.1.13 Егер кернелмейтін және кернелетін арматура бір мезгілде қолданылатын болса (мысалы, ішінара алдын ала кернеулі элементте), онда кернелмейтін және кернелетін арматураның осіне дейінгі арақашықтықты бір мезгілде анықтау керек.



10.2-сурет – Арматураның осіне дейінгі a_m орташа арақашықтықты есептеу арналған өлшемдер

10.1.14 Әрбір жеке шыбық арматурасының осіне дейінгі минималды арақашықтық a_i келесіден кем болмауы тиіс:

– $R 30$ үшін кестелерде келтірілген a мәні – бір қатарға арматуралау кезінде;

– (10.5) Формула бойынша анықталатын a_m орташа арақашықтықтың жартысы – көп қатарлы арматуралау кезінде.

10.2 Бағаналар

10.2.1 Бағананың икемділігіне байланысты, оның отқа төзімділігін бағалау А және В әдістерінің бірімен жүргізіледі.

10.2.2 А әдісін қолдану облысы:

– $l_{0,fi} \leq 3$ м өрт кезінде бағананың есептік ұзындығы (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 5- тарауын қараңыз);

– $e = M_{0Ed,fi}/N_{0Ed,fi} \leq e_{max} = 0,15h$ өрт кезінде бірінші қатар теориясы бойынша эксцентриситет;

– арматуралау $A_s < 0,04A_c$.

Ескертпе – талап етілетін отқа төзімділік 30 мин асатын жалғастырғыш конструктивті жүйелер үшін есептік ұзындықты қабылдауға жол беріледі:

$l_{0,fi} = 0,5l$ – аралық қабаттар үшін;

$0,5l \leq l_{0,fi} \leq 0,7l$ – жоғарғы қабат үшін,

мұнда l – бағананың іс жүзіндегі ұзындығы.

10.2.3 В әдісін қолдану облысы:

– бағана қимасының ені 600 мм дейін;

– $e/b \leq 0,25$ өрт кезінде минималды енге бірінші қатар теориясы бойынша эксцентриситет қатынасы;

– $e_{\max} = 100$ мм өрт кезінде бірінші қатар теориясы бойынша максималды эксцентриситет;

– $\lambda = 80$ дейінгі бағананың иілімдігі.

10.2.4 Егер конструкцияның параметрлері 10.1-кестеде келтірілгенге сәйкес келетін болса (А әдісі), негізінен қысылуға жұмыс істейтін темірбетон бағаналарының отқа тұрақтылығы жалғастырғыш конструктивті жүйелерде қамтамасыз етілген болып саналады (ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011, 5.2а-кестеге сәйкес келеді).

10.2.5 μ_{fi} өрт кезінде көтергіш қабілетін пайдалану коэффициенті ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.6) Формула бойынша анықталады:

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd}, \quad (10.5)$$

мұнда $N_{Ed,fi}$ – өрт кезіндегі есептік бойлық салынған күш;

N_{Rd} – қалыпты температура кезіндегі бағананың есептік көтергіш қабілеті;

N_{Rd} екінші қатар және бастапқы эксцентриситет теориясы бойынша $N_{Ed,fi}$ эксцентриситетімен жиынтықталатын әсерлерді ескере отырып, қалыпты температура үшін γ_M қабылдап анықталады.

Ескертпе – ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (2.4.2) сәйкес, μ_{fi} орнына η_{fi} қабылдауға жол беріледі.

10.2.6 Отқа төзімділік шектерінің басқа мәндері ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.7) Формуласы бойынша анықталады:

$$R = 120 \cdot \left(\frac{R_{nfi} + R_a + R_I + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8}; \quad (10.7)$$

$$\text{мұнда } R_{nfi} = 83 \cdot \left[1 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{\left(\frac{0,85}{\alpha_{cc}} \right) + \omega} \right];$$

$$R_a = 1,6 \cdot (a - 30);$$

$$R_I = 9,6 \cdot (5 - l_{0,fi});$$

$$R_b = 0,09b';$$

$$R_n = 0 \text{ егер } n = 4 \text{ болса (тек бұрыштық шыбықтар);}$$

$R_n = 12$ егер $n > 4$ болса;

a – бойлық арматураның осіне дейінгі арақашықтық, мм, $25 \leq a \leq 80$;

$l_{0,fi}$ – өрт кезіндегі бағананың есептік ұзындығы, м, $2 \leq l_{0,fi} \leq 6$. Егер $l_{0,fi} < 2$ м болса, $l_{0,fi} = 2$ м қабылдау керек;

b' – есептік өлшем, мм, $200 \leq b' \leq 450$, $h \leq 1,5b$;

$b' = 2A_c/(b + h)$ – тікбұрышты қима үшін;

$b' = d_{col}$ (диаметр) – дөңгелек қима үшін;

α_{cc} – жүктеменің ұзақ әсерін және оның жүктелуінің жағымсыз тәсілін ескеретін коэффициент (0,85);

ω – қалыпты температура кезіндегі арматуралау коэффициенті:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}.$$

10.1-кесте – А Әдісі бойынша тікбұрышты және дөңгелек қималы бағаналар үшін арматураның осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер

Отқа төзімділік шегі	Минималды өлшемдер, мм (бағананың ені b_{min} /арматура осіне дейінгі арақашықтық a)			
	Бір жағынан аса қызу			Бір жағынан қызу
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
1	2	3	4	5
$R 30$	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
$R 60$	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
$R 90$	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
$R 120$	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
$R 180$	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
$R 240$	350/61**	450/75**		295/70
** кем дегенде сегіз шыбық.				

10.2.7 Егер конструкцияның параметрлері 10.2-кестеде келтірілгенге сәйкес келетін болса және келесі ережелер қадағаланатын болса, темірбетон бағаналардың отқа төзімділігі қамтамасыз етілген болып саналады. Қосымша деректер Б қосымшасында келтірілген.

10.2.8 10.2-кесте келесі шарттарды қадағалау кезінде жалғастырғыш конструктивті жүйелерде бағаналар үшін қолданылады:

– қалыпты температура кезіндегі n жүктеме деңгейі (осы құралдың 6.1.30-т. қараңыз)
ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.8a) Формула бойынша анықталады:

$$n = \frac{N_{0Ed,fi}}{0,7 \cdot (A_c f_{cd} + A_s f_{yd})}, \quad (10.8a)$$

– өрт кезінде бірінші қатар теориясы бойынша эксцентриситет
ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.8b) Формула бойынша анықталады:

$$e = \frac{M_{0Ed,fi}}{N_{0Ed,fi}}, \quad (10.8б)$$

– өрт кезінде бағаналардың иілімділігі ($\lambda_{fi} \leq 30$) ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.8с)
Формула бойынша анықталады

$$\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i, \quad (10.8в)$$

мұнда $l_{0,fi}$ – өрт кезінде бағаналардың есептік ұзындығы;

b – көлденең қиманың минималды өлшемі (диаметр – дөңгелек қима кезінде);

$N_{0Ed,fi}$ – өрт кезіндегі бойлық күш салу;

$M_{0Ed,fi}$ – өрт кезінде бірінші қатар теориясы бойынша иілу моменті;

i – инерцияның минималды радиусы;

ω – қалыпты температура кезіндегі арматуралау коэффициенті:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}.$$

$30 > \lambda_{fi} \leq 80$ бағаналар иілімділігі үшін Б қосымшасының кестелерін пайдалану керек.

10.2.9 Егер конструкцияның параметрлері 10.2-кестеде келтірілгенге сәйкес келетін болса (В әдісі) жалғаспалы конструктивті жүйелерде қысылуға және майысуға жұмыс істейтін темірбетон бағаналардың отқа төзімділігі қамтамасыз етілген болып саналады (ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 5.2b-кестеге сәйкес келеді).

10.2.10 Отқа төзімділікті 90 минуттан аса қамтамасыз ету үшін $A_s \geq 0,02A_c$ бағаналарында көлденең қима тараптарын бойлай шыбықтардың біркелкі таралуы талап етіледі.

**10.2-кесте – В әдісі бойынша тікбұрышты және дөңгелек қимамен бағаналар үшін
арматураның осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер**

Отқа төзімділік шегі	Арматуралау коэффициенті ω	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /а арматурасының осіне дейінгі арақашықтық)			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,1	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,5	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,1	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,5	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,1	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,5	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,1	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,5	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,1	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,5	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,1	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,5	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

* Бетонның қорғаныстық қабатының минималды қалыңдығына қойылатын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі.

Ескертпе

1 Егер көлденең қиманың қажетті ені 600 мм-ден асатын болса, элементтік тұрақтылығын әлдеқайда дәл бағалау талап етіледі.

2 $N_{0\text{ед,fi}} = 0,7N_{0\text{ед}}$ ($\eta_{\text{fi}} = 0,7$, см.) қабылдауға жол беріледі.

3 $\lambda_{\text{fi}} - \lambda$ тең етіп қабылдауға жол беріледі.

4-Ескертпе – 30 мин асатын талап етілетін отқа төзімділікпен жалғаспалы конструктивті жүйелер үшін есептік ұзындықты қабылдауға жол беріледі:

$l_{0,\text{fi}} = 0,5l$ – аралық қабаттар үшін;

$0,5l \leq l_{0,\text{fi}} \leq 0,7l$ – жоғарғы қабат үшін,

мұнда l – бағананың іс жүзіндегі ұзындығы.

10.3 Қабырғалар

10.3.1 Өрт кезінде арақабырғалардың, қабырғалардың (сонымен қатар кез келген басқа тұтас элементтердің) EI өрт кезіндегі қоршау функциясының шегін 10.3-кесте бойынша анықтау керек.

10.3.2 Қабырға мен тақта арасындағы тұтастықты әрі қарай жоғалтумен шектен тыс температуралық деформацияның алдын алу үшін қабырға биіктігінің оның қалыңдығына қатынасы 40-тан аспауы тиіс.

10.3.3 Егер конструкцияның параметрлері 10.4-кестеде келтірілгенге сәйкес келетін болса және келесі ережелер қадағаланатын болса, көтергіш темірбетон қабырғалардың отқа төзімділігі қамтамасыз етілген болып саналады.

10.3-кесте – Тірегін емес қабырғалардың (арақабырғалардың) минималды қалыңдығы

Отқа төзімділік шегі	Қабырғалардың минималды қалыңдығы, мм
$EI 30$	60
$EI 60$	80
$EI 90$	100
$EI 120$	120
$EI 180$	150
$EI 240$	175

10.4-кесте – Көтергіш темірбетон қабырғалар үшін арматураның осіне дейінгі арақашықтық және минималды қалыңдық

Отқа төзімділік шегі	Минималды өлшемдер, мм (арматураның осіне дейінгі арақашықтық/қабырғалардың қалыңдығы)			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	Бір жақты қыздыру	Екі жақты қыздыру	Бір жақты қыздыру	Екі жақты қыздыру
$REI 30$	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
$REI 60$	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
$REI 90$	120/20*	140/10*	140/25	170/25
$REI 120$	150/25	160/25	160/35	220/35
$REI 180$	180/40	200/45	210/50	270/55
$REI 240$	230/55	250/55	270/60	350/60
* бетонның қорғаныс қабатының минималды қалыңдығына қойылатын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі. Ескертпе – μ_{fi} анықтау үшін қараңыз.				

10.3.4 Соққылық жүктемеге тұрақтылықты қамтамасыз ету үшін (М шектік күйі, қараңыз [1]) және қалыпты тығыздықтағы бетонды пайдаланған кезде өртке қарсы қабырғалардың минималды қалыңдығы келесіден кем болмауы тиіс, мм:

200 – арматураланбаған қабырға үшін;

140 – арматураланған қабырға үшін;

120 – арматураланған тірегіш емес қабырға (арақабырға) үшін, ал көтергіш қабырғасы арматурасының осіне дейінгі арақашықтық 25 мм-ден кем болмауы тиіс.

10.4 Созылған элементтер

10.4.1 Егер конструкцияның параметрлері 10.4-кестеде келтірілгенге сәйкес келетін болса, созылған темірбетон элементтердің (соның ішінде алдын ала кернеуленген) отқа төзімділігі қамтамасыз етілген болып саналады.

10.4.2 Конструкцияның жылулық кеңеюін назарға ала отырып, конструкцияның көтергіш қабілетіне теріс әсер ететін созылған элементтің шектен тыс ұзаруын болдырмау үшін арматура қызуының шекті температурасы осындай конструкцияларда 400 °С дейін шектелген. Бұл үшін 10.4-кесте бойынша арматураның осіне дейінгі арақашықтықты (10.1) Формуласын пайдаланып ұлғайту қажет.

10.4.3 Созылған элементтердің көлденең қимасының ауданы $2 b_{\min}^2$ кем болмауы тиіс, мұнда $b_{\min}$ – 10.4-кестеде келтірілген элементтің минималды ені.

10.5 Арқалықтар

10.5.1 Егер конструкцияның параметрлері 10.4 – 10.6-кестелерде келтірілгенге сәйкес келетін (одан аспайтын) болса және келесі ережелер қадағаланатын болса, ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.6.1) сәйкес темірбетон арқалықтардың отқа төзімділігі (соның ішінде алдын ала кернеуленген) қамтамасыз етілген болып саналады. Қабырғаның қалыңдығы WA, WB немесе WC кластары үшін келтіріледі.

Ескертпе – WA, WB немесе WC класын таңдау қиманың геометриясына байланысты орнатылады.

10.5.1 Кестелер үш тараптан өрт кезінде қызатын арқалықтар үшін пайдаланылады. Тақталардың немесе арқалықтың жоғарғы жағын оқшауландыратын басқа элементтердің жылу оқшаулаушы қабілеті отқа төзімділіктің талап етілетін шегіне сәйкес келетін уақыт ішінде қамтамасыз етілуі тиіс. Барлық тараптардан өрт кезінде қызатын арқалықтар үшін 10.5.16-т. қолдану керек.

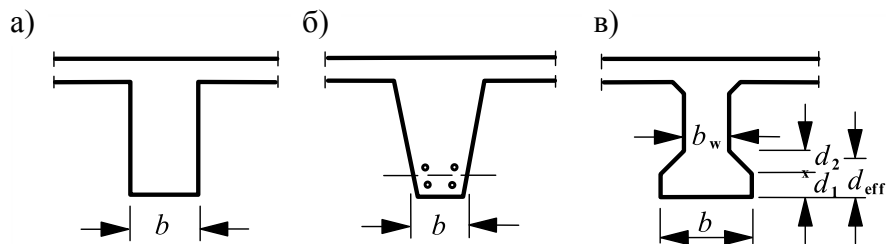
10.5.2 Кестелер 10.3-суретте келтірілген көлденең қималар үшін әділетті. Ережелерді орындау арматураны қорғау үшін жеткілікті көлденең қима өлшемлерін қамтамасыз етеді.

10.5-кесте – Еркін тірелген темірбетон арқалықтар (алдын ала кернеуленгендерді қосқанда) үшін арматураның осіне дейін арақашықтық және минималды өлшемдер

Отқа төзімділік шегі	Минималды өлшемдер, мм						
	арматураның осіне дейінгі орташа арақашықтықтың a және арқалық енінің $b_{\min}$ мүмкін болатын комбинациялары				Қабырғаның қалыңдығы b_w		
					WA класы	WB класы	WC класы
1	2	3	4	5	6	7	8
$R\ 30$	$b_{\min} = 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
$R\ 60$	$b_{\min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
$R\ 90$	$b_{\min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
$R\ 120$	$b_{\min} = 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
$R\ 180$	$b_{\min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
$R\ 240$	$b_{\min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160
$a_{sd} = a + 10\text{ мм (2НІ қараңыз)}$							
* Бетонның қорғаныстық қабатының минималды қалыңдығына қойылатын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі. Ескертпе 1 Алдын ала кернеулі арқалықтар үшін арматураның осіне дейінгі арақашықтықты сәйкес ұлғайту қажет. 2 a_{sd} – бұрыштық шыбықтардың осінен (арқандардың немесе сымдардың) арматураның бір қатарымен Арқалықтардың бүйірлік бетіне дейінгі арақашықтық. 4-графада келтірілгеннен артық $b_{\min}$ мәндері үшін a_{sd} ұлғаюы талап етілмейді.							

10.6-кесте – Тілімденбеген темірбетон арқалықтар (алдын ала кернеуленгендерді қосқанда) үшін арматураның осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер (сонымен қатар 10.7-кестені қараңыз)

Отқа төзімділік шегі	Минималды өлшемдер, мм						
	арматураның осіне дейінгі орташа арақашықтықтың а және арқалық енінің b_{min} мүмкін болатын комбинациялары				Қабырғаның қалыңдығы b_w		
					WA класы	WB класы	WC класы
1	2	3	4	5	6	7	8
$R\ 30$	$b_{min} = 80$ $a = 15^*$	160 12*			80	80	80
$R\ 60$	$b_{min} = 120$ $a = 25$	200 12*			100	80	100
$R\ 90$	$b_{min} = 150$ $a = 35$	250 25			110	100	100
$R\ 120$	$b_{min} = 200$ $a = 45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
$R\ 180$	$b_{min} = 240$ $a = 60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
$R\ 240$	$b_{min} = 280$ $a = 75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd} = a + 10$ мм (2НІ қараңыз)							
* Бетонның қорғаныстық қабатының минималды қалыңдығына қойылатын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі. Ескертпе 1 Алдын ала кернеуленген арқалықтар үшін арматураның осіне дейінгі арақашықтықты сәйкес ұлғайту қажет 2 a_{sd} – бұрыштық шыбықтардың осінен (арқандардың немесе сымдардың) арматураның бір қатарымен арқалықтардың бүйірлік бетіне дейінгі арақашықтық. 3-графада келтірілгеннен артық b_{min} мәндері үшін a_{sd} ұлғаюы талап етілмейді.							



- а – тұрақты ен;
 б – айнымалы ен;
 в – екі таврлы көлденең қима

10.3-сурет – Арқалықтардың әртүрлі көлденең қималары үшін өлшемдерді анықтау

10.5.3 Айнымалы енді арқалықтар үшін (10.3б-сурет) b өлшем төменгі беттен созылған арматураның осіне дейінгі орташа арақашықтық деңгейінде қабылданады.

10.5.4 Екі таврлы арқалықтың төменгі сөресінің тиімді биіктігі d_{eff} (10.3в-сурет) ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.9) Формулаға сәйкес келеміден кем болмауы тиіс:

$$d_{\text{eff}} = d_1 + 0,5d_2 \geq b_{\min}, \quad (10.9)$$

мұнда $b_{\min}$ – 10.5-кесте бойынша арқалық енінің минималды мәні.

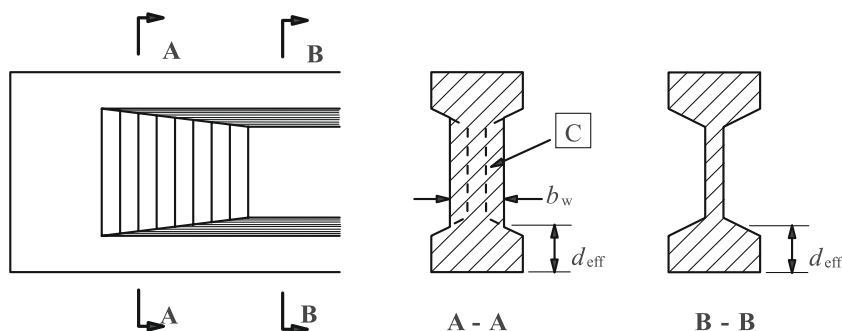
Егер отқа төзімділікті қамтамасыз ету үшін минималды талаптарды қанағаттандыратын және барлық арматураны қамтитын жалған көлденең қима (10.4-суреттегі «С») іс жүзіндегі көлденең қиманың ішіне енгізілген болса, бұл ереже әрекет етпейді.

10.5.5 Егер $b > 1,4b_w$ болса, мұнда b_w – қабырғаның ені (10.3в-суретті қараңыз), және $bd_{\text{eff}} < 2b_{\min}^2$ арматураның осіне дейінгі арақашықтықты ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.10) Формуласына сәйкес ұлғайту қажет:

$$a_{\text{eff}} = a \cdot \left(1,85 - \frac{d_{\text{eff}}}{b_{\min}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq a, \quad (10.10)$$

мұнда d_{eff} – есептік биіктік, (5.9) Формула бойынша анықталады;

$b_{\min}$ – 5.5-кесте бойынша арқалықтың минималды ені.



С – жалған көлденең қима

10.4-сурет – Жалған көлденең қимаға қойылатын талаптарды қанағаттандыратын қабырғаның айнымалы енімен екі таврлы арқалық b_w

10.5.6 Егер созылған аймақтағы көлденең қиманың қалған ауданы $A_c = 2b_{\min}^2$ асатын болса, арқалықтардың қабырғаларындағы саңылаулар отқа төзімділікке әсер етпейді, мұнда $b_{\min}$ 10.5-кесте бойынша қабылданады.

10.5.7 Өрт кезінде арқалықтардың төменгі бұрыштары әлдеқайда қарқынды қызатындығын ескере отырып, бір қатарға арматуралау кезінде бүйірлік беттен бұрыштық шыбықтың (арқанның немесе сымның) осіне дейінгі арақашықтықты a_{sd} (10.2-суретті қараңыз) келтірілгенге қатысты 10 мм-ге ұлғайту қажет:

- статикалық анықталатын арқалықтар үшін – 10.5-кестенің 4-графасында,
- статикалық анықталмайтын арқалықтар үшін – 10.6-кестенің 3-графасында.

10.5.8 Арматураның осіне дейінгі минималды арақашықтықтар және аркін сүйемелденген арқалықтардың ені R 30-дан R 240 дейінгі отқа төзімділік шектері үшін 10.5-кестеде келтірілген.

10.5.9 Төменгі және бүйірлік беттерден арматураның осіне дейінгі минималды арақашықтықтар және кесілмеген арқалықтардың ені R 30 бастап R 240 дейінгі отқа төзімділік шектері үшін 10.6-кестеде келтірілген.

10.5.10 10.6-кесте келесі шарттарды орындаған кезде пайдаланылады:

- а) құрастыру бойынша келтірілген талаптар қадағаланады;
- б) қалыпты температура кезінде иілу моментінің таралуы 15 % аспайды.

Егер а) және б) шарттары орындалмайтын болса, онда арқалықтар еркін сүйенген ретінде қарастырылады.

Ескертпе – Егер өрттің нормаланатын температуралық режимінде тіректердегі бұралуға жеткілікті кедергі болса, 10.6-кесте иілу моментін 15 % асыра қайта бөлумен тілінбеген арқалықтар үшін пайдаланылуы мүмкін. Жеңілдетілген есептеу әдістерін пайдаланып (осы құралдың 8- тарауын қараңыз) арматураның осіне дейінгі арақашықтықтың және жоғарғы және төменгі арматура тірегінен шығу ұзындығының әлдеқайда дәл мәндерін анықталуы мүмкін.

10.5.11 Отқа төзімділік шегі R 90 және одан жоғары конструкциялар үшін әрбір аралық тіректің орталық сызығынан $0,3l_{eff}$ ұзындығы бойынша жоғарғы арматураның

көлденең қимасының ауданы (10.5-суретті қараңыз) ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.11) Формулаға сәйкес келесіден кем болмауы тиіс:

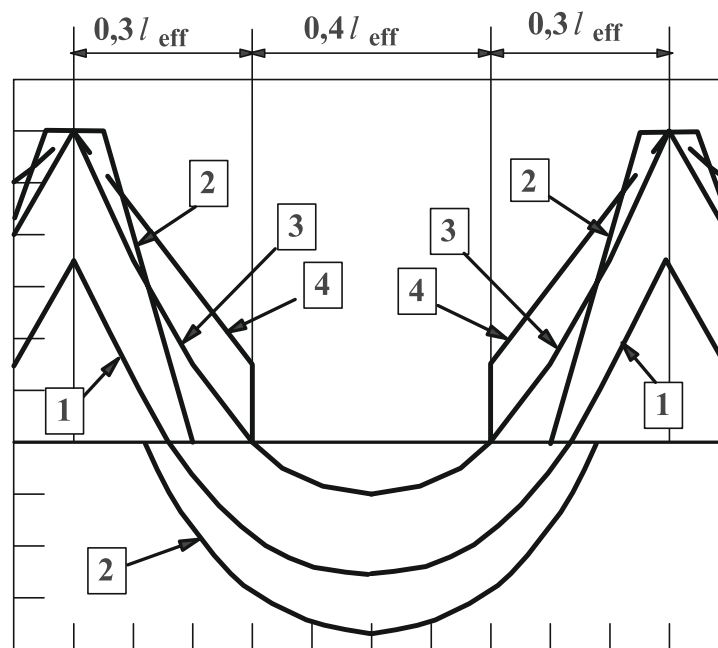
$$A_{s, \text{req}}(x) = A_{s, \text{req}}(0) \left(1 - 2,5 \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}} \right), \quad (10.11)$$

мұнда x – қарастырылып отырған көлденең қимадан тіректердің орталық сызығына дейінгі арақашықтық, $x \leq 0,3l_{\text{eff}}$;

$A_{s, \text{req}}(0)$ – қалыпты шарттардағы есепке сәйкес тірек үстіндегі жоғарғы арматураның талап етілетін ауданы;

$A_{s, \text{req}}(x)$ – отқа төзімділік талаптарына сәйкес $A_s(x)$ кем емес қабылданған тіректердің орталық линиясынан x арақашықтықта қимадағы қажетті жоғарғы арматураның минималды ауданы;

l_{eff} – аралықтың есептік ұзындығы. Егер жанасатын аралықтардың ұзындығы көп болса, онда осы мәндерді қабылдау керек.



1 – $t = 0$ уақыты үшін өрт кезінде иілу моментінің эпюрасы;

2 – сәйкесінше созылған арматура қабылдауы тиіс иілу моментінің эпюрасы;

3 – өрт кезіндегі иілу моментінің эпюрасы;

4 – (10.11) Формуласына сәйкес келетін ішкі күштердің иілу моментінің эпюрасы

10.5-сурет – Өрт кезінде тіректердің үстіндегі иілу моментінің эпюрасы

10.5.12 Егер өрт кезінде аралық тіректердің үстіндегі жалпы иілу моменті бетонмен ілініскен арматурамен қабылданатын болса, бетонмен арматураның ілінісуінсіз алдын ала кернеулі тілімденбеген арқалықтар үшін 10.6-кесте қолданылады.

10.5.13 Екі таврлы тілімденбеген арқалық қабырғасының ені b_w (10.3в-суретті қараңыз) b_{min} кем емес аралық тіректен $2h$ арақашықтықта болуы тиіс (10.6-кестенің 2-графасын қараңыз), керісінше жағдайда морт қирау мүмкіндігін болдырма қажет (осы құралдың 11- тарауын қараңыз).

10.5.14 Отқа төзімділік шегі R 120-дан R 240 дейін болатын тілімденбеген арқалықтардың енін және қабырғалардың қалыңдығын егер келесі шарттар орындалатын болса сығылған бетонның бұзылуын немесе бірінші аралық тіректің үстінде кесілудің алдын алу үшін 10.7-кестеге сәйкес ұлғайту қажет:

а) түйіспелер (қосылыстар) және арқалықтар шеткі тіректегі бүгілуге кедергіні қамтамасыз етпейді (жоғарғы арматуралау жоқ), және

б) бірінші аралық тіректе:

$$V_{Ed} > 2/3 V_{Rd,max},$$

мұнда V_{Ed} – қалыпты температура кезіндегі есептік көлденең күш;

$V_{Rd,max}$ – ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес қысылған элементтің тілігіне есептік кедергі.

10.7-кесте – 10.5.6-тармаққа сәйкес қабырғаның енін және қалыңдығын ұлғайту қажет болатын екі таврлы қиманың тілімденбеген темірбетон арқалықтары (алдын ала кернеуліні қосқанда)

Отқа төзімділік шегі	Арқалықтың минималды ені b_{min} , мм, және қабырғаның минималды қалыңдығы b_w , мм
R 120	220
R 180	380
R 240	480

10.5.15 Келесі шарттарды орындау кезінде 10.5 – 10.7-кестелері қолданылады:

– арқалықтың биіктігі отқа төзімділіктің талап етілетін шегі үшін нормаланатын еннен кем болмауы тиіс;

– арқалықтың көлденең қимасының ауданы ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (5.12) Формуласына сәйкес келесіден кем болмауы тиіс:

$$A_c = 2b_{min}^2, \quad (10.12)$$

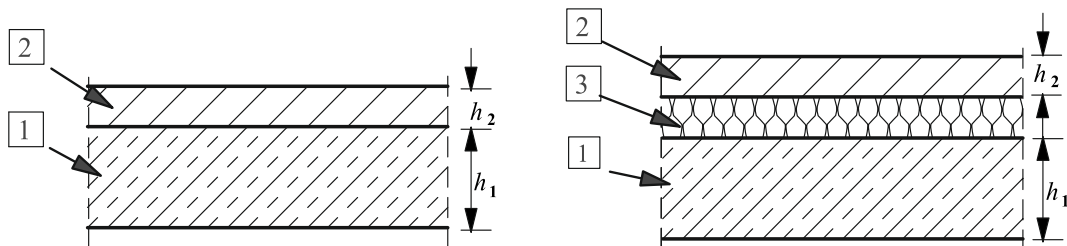
мұнда b_{min} – 10.5 – 10.7-кестелерде келтірілген.

10.6 Плиталар

10.6.1 Егер конструкцияның параметрлері 10.8-кестеде келтірілгенге сәйкес келетін болса және келесі ережелер қадағаланатын болса, темірбетон плиталардың (соның ішінде алдын ала кернеулі) отқа төзімділігі қамтамасыз етілген болып саналады.

10.6.2 10.8-кестеде келтірілген тақталар қалыңдығының минималды мәндері h_s шектік күй бойынша EI отқа төзімділік шегін қамтамасыз етеді. қосымша жабындар (еденнің төсемі) қалыңдығына сәйкес отқа төзімділік шегін (EI) қамтамасыз етуге жағдай жасайды (10.6-сурет). Егер тек R көтергіш қабілетін қамтамасыз ету талап етілетін болса, онда тақталардың қалыңдығы ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 бойынша жобалаумен ғана анықталады.

10.6.3 Плиталар үшін келтірілген ережелер сонымен қатар таврлы және екі таврлы Арқалықтардың сөрелері үшін де қолданылады.



1 – темірбетон плита; 2 – еденнің төсемі (жанғыш емес);
3 – дыбыстан оқшаулау (жанғыш болуы ықтимал) $h_s = h_1 + h_2$ (5.9-кесте)

10.6-сурет – Төсеммен бетон плиталар

10.6.4 Еркін сүйемелденген темірбетон плиталар арматурасының осіне дейінгі минималды арақашықтықтар ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 5.8-кестеге сәйкес R 30-дан R 240 дейінгі отқа төзімділік шектері үшін 10.8-кестеде келтірілген. Екі бағыт бойынша арматуралау кезінде арматураның осіне дейінгі арақашықтық арматураның төменгі қатары үшін орнатылады.

10.6.5 10.8-кестеде келтірілген мәндер (2 және 4 графалар) сондай-ақ бір және екі бағыт бойынша арматураланған тілімденбеген плиталар үшін қолданылады.

10.6.6 10.8-кесте және келтірілген ережелер 15 % аспайтын қалыпты температура кезінде иілу моменті таратумен тілімденбеген плиталар үшін пайдаланылуы мүмкін. Әлдеқайда дәл есептеуді орындау, 15 % асатын моменттерді тарату мүмкін болмағанда немесе құрастыру ережелерін қолдану мүмкін болмаған жағдайда, тілімденбеген тақтаның әрбір аралығы 10.8-кестені пайдаланумен еркін сүйемелденген тақта ретінде қарастырылады (2, 3, 4 немесе 5 графалар).

Тілімденбеген арқалықтар үшін осы құралдың 10.5.12-т. келтірілген ережелер сонымен қатар тілімденбеген плиталар үшін де қолданылады. Егер көрсетілген ережелер қадағаланбайтын болса, онда әрбір аралықты еркін сүйемелденген ретінде қарастыру керек.

10.6.7 Аралық тіректердің үстіндегі минималды жоғарғы арматуралау келесі жағдайлардың бірінде $A_s \geq 0,005A_c$ құрауы тиіс:

а) суық деформацияланған арматура қолданылады;

б) екі аралықты тілімденбеген плиталарда есептеу әдістері ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 және/немесе тиісті құрастыруға сәйкес шеткі тіректердегі бүгілуді шектемейді (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 9- тарау);

в) аралық бағытында салынған күшті тарату мүмкін емес (10.7-суретті қараңыз).

10.8-кесте – Статикалық анықталатын жазық темірбетон плиталарлардың (алдын ала кернеулілерді қосқанда) осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер

Отқа төзімділік шегі	Минималды өлшемдер, мм			
	плитаның қалыңдығы h_s	арматураның осіне дейінгі арақашықтық а		
		Бір бағытта арматуралау	Екі бағытта арматуралау	
			$l_y/l_x < 1,5$	$1,5 < l_y/l_x < 2$
1	2	3	4	5
<i>REI 30</i>	60	10*	10*	10*
<i>REI 60</i>	80	20	10*	15*
<i>REI 90</i>	100	30	15*	20
<i>REI 120</i>	120	40	20	25
<i>REI 180</i>	150	55	30	40
<i>REI 240</i>	175	65	40	50

* бетонның қорғаныстық қабатының минималды қалыңдығына қойылатын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі.

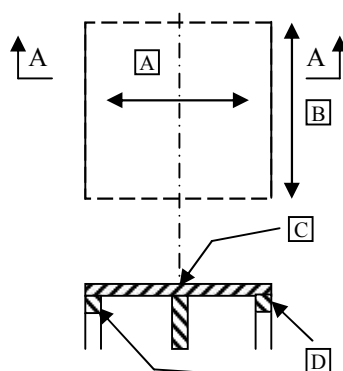
Ескертпе

1 l_x и l_y – екі бағыт бойынша (бағыттар перпендикулярлы) арматуралар кезіндегі аралықтардың өлшемдері, бұл жағдайда l_y – үлкен аралық.

2 Алдын ала кернеулі арқалықтар үшін арматураның осіне дейінгі арақашықтықты осы Құралдың 10.1-қосымша бөліміне сәйкес ұлғайту қажет.

3 4 және 5 графалардағы арматураның осіне дейінгі арақашықтық төрт жағына сүйенетін екі бағытта арматураланған тақталарға әрекет етеді. Керісінше жағдайда тақтаны бір бағытта арматураланған ретінде қарастыру керек.

10.6.8 Осы тарауында келтірілген ережелер сонымен қатар ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (5- тарау) сәйкес моменттің таралуы 15 % аспайтын жалпақ плиталар үшін де қолданылады. Керісінше жағдайда арматураның осіне дейінгі арақашықтық бір бағытта арматуралаумен тақталар үшін 10.8-кестенің 3-графасы бойынша, ал минималды қалыңдық - 10.9-кесте бойынша анықталады.



Сечение А – А

A – 1 аралық бағыты, B – көлденең қабырғаларсыз және арқалықтарсыз жүйенің ұзындығы, $> l$;
C – морт қирау қаупі ; D – бұралудың алды алынбаған

10.7-сурет – 10.6.7-тармаққа сәйкес арматураның минималды ауданын қамтамасыз ету қажет тақталар жүйесі

10.6.9 *REI 90* және одан жоғары болатын отқа төзімділік шектері үшін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес аралық тіректердің үстінде талап етілетін арматураның жалпы мөлшерінен кем дегенде 20 %-ды бір бағытта аралықтардың барлық ұзындығы бойынша шығару қажет. Бұл арматура тіректік жолақтарда орналасуы тиіс.

10.6.10 Тақталардың минималды қалыңдығы азаймауы тиіс (мысалы, едендік жабындарды есепке алу арқылы).

10.6.11 Арматураның осіне дейінгі арақашықтық а ретінде арматураның төменгі қатарына дейінгі арақашықтық қабылданады.

10.9-кесте – Жазық темірбетон тақталар арматурасының (соның ішінде алдын ала кернеулі) осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер

Отқа төзімділік шегі	Минималды өлшемдер, мм	
	Тақтаның қалыңдығы h_s	Арматураның осіне дейінгі арақашықтық a
<i>REI 30</i>	150	10*
<i>REI 60</i>	180	15*
<i>REI 90</i>	200	25
<i>REI 120</i>	200	35
<i>REI 180</i>	200	45
<i>REI 240</i>	200	50

* Бетонның қорғаныстық қабатының минималды қалыңдығына қойылатын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі.

10.6.12 Бір бағытта арматураланған қырлы темірбетон плиталардың (соның ішінде алдын ала кернеулі) отқа төзімділігін бағалау үшін қолдану қажет:

– қырлар үшін – осы құралдың 10.5 қосымша бөлімі;

– сөрелер үшін – осы құралдың 10.6 қосымша бөлімі, 10.8-кестенің 2 және 5 графалары.

10.6.13 Екі бағытта арматураланған темірбетон қырлы плиталар үшін дәл отқа төзімділік келесі ережелермен бірге 10.10 және 10.11-кестелерде келтірілген мәндерді қолданумен бағалануы мүмкін.

10.6.14 10.10- және 10.11-кестелердегі мәндер біркелкі бөлінген жүктемемен қырлы тақталар үшін әділетті.

10.6.15 Бірнеше қатарға арматуралаумен қырлы тақталар үшін осы құралдың 10.1.12-тармағы қолданылады.

10.6.16 Тілімденбеген қырлы тақталарда жоғарғы арматура сөренің жоғарғы жартысында орналасуы тиіс.

10.6.17 10.10-кесте еркін сүйемелденген екі бағыт бойынша арматураланған қырлы плиталарға таралады. Ол сонымен қатар жоғарғы арматураны құрастыру осы құралдың 10.5.12-тармағының талаптарына сәйкес келмейтын, отқа төзімділік шегі $REI 180$ төмен және кем дегенде бір қысылған шетімен екі бағытта арматураланған қырлы тақталарға тарайды.

10.6.18 10.11-кесте кем дегенде бір қысылған шетімен екі бағытта арматураланған қырлы тақталар үшін таралады. Жоғарғы арматураны құрастыру үшін отқа төзімділіктің барлық шектері үшін осы құралдың 10.5.12-тармағы әрекет етеді.

10.10-кесте – Екі бағытта арматураланған еркін сүйемелденген қырлы темірбетон плиталар (соның ішінде алдын ала кернеулі) арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер

Отқа төзімділік шегі	Минималды өлшемдер, мм			
	Қырлар ені $b_{\min}$ мен арматураның осіне а дейінгі арақашықтықтың мүмкін болатын комбинациялары			плитаның қалыңдығы h_s және сөредегі а арматура осіне дейінгі арақашықтық
1	2	3	4	5
$REI 30$	$b_{\min} = 80$ $a = 15^*$			$h_s = 80$ $a = 10^*$
$REI 60$	$b_{\min} = 100$ $a = 35$	120 25	> 200 15*	$h_s = 80$ $a = 10^*$
$REI 90$	$b_{\min} = 120$ $a = 45$	160 40	> 250 30	$h_s = 100$ $a = 15^*$
$REI 120$	$b_{\min} = 160$ $a = 60$	190 55	> 300 40	$h_s = 120$ $a = 20$
$REI 180$	$b_{\min} = 220$ $a = 75$	260 70	> 410 60	$h_s = 150$ $a = 30$
$REI 240$	$b_{\min} = 280$ $a = 90$	350 75	> 500 70	$h_s = 175$ $a = 40$

10.10-кесте – Екі бағытта арматураланған еркін сүйемелденген қырлы темірбетон плиталар (соның ішінде алдын ала кернеулі) арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер (жалғасы)

* Бетонның қорғаныстық қабатының минималды қалыңдығына қойылатын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі.	
Ескертпе	
1 Алдын ала кернеулі қырлы тақталар үшін оське дейінгі арақашықтықты сәйкес ұлғайту керек.	
2 $a_{sd} = a + 10$, мұнда a_{sd} – арматураның осінен өрт кезінде бүйірінен қызатын қырлар бетіне дейінгі арақашықтық.	

10.11-кесте – Кем дегенде бір қысылған шетпен екі бағытта арматураланған еркін сүйемелденген қырлы темірбетон плиталар (соның ішінде алдын ала кернеулі) арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер

Отқа төзімділік шегі	Минималды өлшемдер, мм			
	Қырлар ені b_{min} мен арматураның осіне а дейінгі арақашықтықтың мүмкін болатын комбинациялары			тақтаның қалыңдығы h_s және сөредегі арматура осіне а дейінгі арақашықтық
1	2	3	4	5
<i>REI 30</i>	$b_{min} = 80$ $a = 10^*$			$h_s = 80$ $a = 10^*$
<i>REI 60</i>	$b_{min} = 100$ $a = 25$	120 15*	> 200 10*	$h_s = 80$ $a = 10^*$
<i>REI 90</i>	$b_{min} = 120$ $a = 35$	160 25	> 250 15*	$h_s = 100$ $a = 15^*$
<i>REI 120</i>	$b_{min} = 160$ $a = 45$	190 40	> 300 30	$h_s = 120$ $a = 20$
<i>REI 180</i>	$b_{min} = 310$ $a = 60$	600 50		$h_s = 150$ $a = 30$
<i>REI 240</i>	$b_{min} = 450$ $a = 70$	700 60		$h_s = 175$ $a = 40$

* Бетонның қорғаныстық қабатының минималды қалыңдығына қойылатын ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі.

Ескертпе

1 Алдын ала кернеулі қырлы тақталар үшін оське дейінгі арақашықтықты сәйкес ұлғайту керек.

2 $a_{sd} = a + 10$, мұнда a_{sd} – арматураның осінен өрт кезінде бүйірінен қызатын қырлар

бетіне дейінгі арақашықтық.

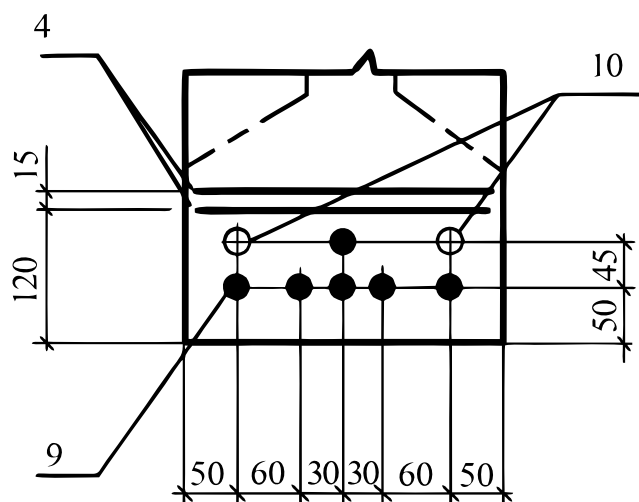
1-МЫСАЛ (10.1.4) $\eta_{fi} = 0,57$ тақтада диаметрі 9 мм және сәйкесінше, 150 мм² және 190,76 мм² талап етілетін және іс жүзіндегі арматуралаумен S1400 алдын ала кернеулі арматуралық арқандарға арналған шектік температура мәнін анықтау.

Есеп: Арматура жұмысының шектік коэффициенті өрт кезінде құрайды:

$$k_{pk}(\theta_{cr}) = \eta_{fi} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov} \cdot \gamma_s} = 0,57 \times \frac{150}{190,76 \times 1,15} = 0,39,$$

Қорытынды: 7.6-кесте бойынша (арқанды арматура үшін – cold worked) сызықтық интерполяция әдісімен өрт кезіндегі арматура жұмысының 0,39 коэффициентіне 455 °С температураның сәйкес келетіндігі анықталды.

2-МЫСАЛ (10.1.12) Орташа қимасы 10.8-суретте бейнеленген темірбетон арқалығына арналған арматураның осіне дейінгі келтірілген a_m арақашықтықты анықтау.



4 – төсеме бөлшек; 9 – арматуралық шыбық Ø16 мм St1000;

10 – арматуралық шыбық Ø18 мм St400.

10.8-сурет – Темірбетон арқалығының қимасы

Есеп: Арқалық бірнеше қатарға арматураланғандықтан және $f_{yk} = 400$ МПа (St400 үшін 7.3-кестені қараңыз) және $f_{pk} = 1000$ МПа (St1000 үшін 7.3-кестені қараңыз) әртүрлі сипаттамалық кедергілермен кернелмейтін және кернелетін арматурадан тұратындықтан, 10.12-т. сәйкес арматураның осіне дейінгі келтірілген арақашықтық құрайды:

$$a_m = \frac{n_{s1} A_{s1} f_{pk1} a_1 + n_{s1} A_{s1} f_{pk1} a_2 + n_{s2} A_{s2} f_{yk2} a_3}{n_{s1} A_{s1} f_{pk1} + n_{s1} A_{s1} f_{pk1} + n_{s2} A_{s2} f_{yk2}} =$$

$$= \frac{4 \times 201,1 \times 1000 \times 50 + 1 \times 201,1 \times 1000 \times 95 + 2 \times 254,5 \times 400 \times 50}{4 \times 201,1 \times 1000 + 1 \times 201,1 \times 1000 + 2 \times 254,5 \times 400} = 57,5 \text{ мм.}$$

Қорытынды: Арматураның осіне дейінгі келтірілген арақашықтық 95 мм құрайды.

3-МЫСАЛ (10.2.5). Биіктігі 3000 мм, қимасы 300×300 мм, беріктігі бойынша С30/35 класты бетоннан орындалған, 32 мм бетонның қорғаныстық қабатымен диаметрі 25 мм S500 4 арматуралық шыбықпен симметриялық түрде арматураланған, 1620 кН ось жүктемесін және 38,5 кН·м бағананың жоғарғы және төменгі жағында әртүрлі бағытталған иілу моменттерін қабылдайтын қатты бекітілген тікбұрышты темірбетон бағанасының отқа төзімділігін анықтау. Бағана 4 тараптан өрттің әсеріне ұшырайды.

Есеп: ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 5.7-суретке сәйкес бағананың есептік ұзындығы келесі түрде қабылдануы мүмкін:

$$l_0 = \frac{l}{2} = \frac{3,0}{2} = 1,5 \text{ м.}$$

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (5.14) Формуласына сәйкес бағананың иілімділігі:

$$\lambda = \frac{l_0}{h/12^{0,5}} = \frac{1,5}{0,3/12^{0,5}} = 17,32.$$

Бағананың қимасындағы ең жоғары иілу моменті (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 5.2.7, 5.8.8.2 қараңыз):

$$M_{\max} = M + N \cdot e_1 = M + N \cdot l_0 / 400 = 38,5 + 1620 \times 1,5 / 400 = 44,58 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Өрт кезінде бірінші қатар теориясы бойынша эксцентриситет:

$$e = \frac{M_{\max}}{N} = \frac{44,58}{1620} = 28 \text{ мм} < 0,15h = 0,15 \times 0,3 = 45 \text{ мм.}$$

Арматуралауды тексеру:

$$A_s = \frac{4 \times 3,14 \times 25^2}{4} = 1962,5 \text{ мм}^2 < 0,04 A_c = 0,04 \times 300^2 = 3600 \text{ мм}^2.$$

Осы құралдың 10.2.2-шарттары орындалатындықтан, бағананың отқа төзімділігін бағалау үшін А әдісі қолданылады.

Өрт кезіндегі көтергіш қабілетін пайдалану коэффициенті:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} = \frac{N_{Ed,fi}}{\frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{1620000}{\frac{300^2 \times 0,85 \times 30}{1,5} + \frac{1962,5 \times 500}{1,15}} = 0,68 \approx 0,70.$$

Арматураның осіне дейінгі арақашықтық $32+25/2 = 44,5$ мм құрайды, минималды ені 300 мм, көтергіш қабілетін пайдалану коэффициенті 0,7, төрт тараптан от әсері – 10.1-кестесінен жақын мән – бұл 250/46 және 350/40 тобы. Осы топ үшін сызықтық интерполяция әдісімен және 300 мм минималды енімен арматураның осіне дейінгі минималды арақашықтық – 43 мм (яғни 300/43). Бұл берілген бағанаға сәйкес келеді, демек, оның отқа төзімділік шегі R_{60} .

4-МЫСАЛ (10.2.6) 10.2.6-т. сәйкес алдыңғы мысалдан бағананың отқа төзімділігі шегін анықтау.

Есеп: Қалыпты температура кезіндегі арматуралау коэффициенті:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{A_c \cdot \alpha \cdot f_{ck}} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_s} = \frac{1962,5 \times 500}{300^2 \times 0,85 \times 30} \times \frac{1,5}{1,15} = 0,56.$$

10.7-Формуланьң құраушылары:

$$R_{nfi} = 83 \cdot \left[1 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{\left(\frac{0,85}{\alpha_{cc}} \right) + \omega} \right] = 83 \times \left[1 - 0,68 \frac{(1 + 0,56)}{\left(\frac{0,85}{0,85} \right) + 0,56} \right] = 26,56 ;$$

$$25 \leq a = 43 \leq 80;$$

$$R_a = 1,6 \cdot (a - 30) = 1,6 \times (43 - 30) = 20,8 ;$$

$2 \leq l_{0,fi} = 1,5 \leq 6$ – шарт орындалмайды, бірақ 10.7 сәйкес $l_{0,fi} = 2,0$ м қабылдауға жол беріледі.

$$R_l = 9,6 \cdot (5 - l_{0,fi}) = 9,6 \times (5 - 2,0) = 28,8 ;$$

$$R_b = 0,09b' = 0,09 \cdot \frac{2A_c}{b + h} = 0,09 \times \frac{2 \times 300^2}{300 + 300} = 27,$$

$R_n = 0$, өйткені $n = 4$ (тек бұрыштық шыбықтар).

Отқа төзімділік шегі:

$$R = 120 \cdot \left(\frac{R_{nfi} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} = 120 \times \left(\frac{26,56 + 20,8 + 28,8 + 27,0 + 0}{120} \right)^{1,8} = 91,41 \approx 90.$$

Қорытынды: 10.20 бойынша анықталған бағананың отқа төзімділік шегі R_{90} құрайды.

Ескертпе – 10.1-кесте бойынша анықталған отқа төзімділік шегі 10.2.5 (R_{90}) сәйкес мәнге қарағанда әлдеқайда консервативті мәнді (R_{60}) қабылдайтындығы көрінеді. Бұл әдістемелердің қайшылығы еместігін, оның дәлдіктегі айырмашылық екендігін атап көрсету. Бастапқы деректердің шектеулі болғандықтан, 10.1-кесте бойынша кестелік әдіс мәнді абайлап береді. Соған қарамастан, мұқият талдау кезінде айқындалған бағананың отқа төзімділік шегі R_{90} құрайды.

5-МЫСАЛ (10.2.10) Биіктігі 4000 мм, қимасы 300×400 мм, беріктігі бойынша C30/35 класты бетоннан орындалған, 32 мм бетонның қорғаныстық қабатымен диаметрі 25 мм S500 4 арматуралық

шыбықпен симметриялық түрде арматураланған, 1620 кН ось жүктемесін және 15 кН·м бағананың жоғарғы және төменгі жағында әртүрлі бағытталған иілу моменттерді қабылдайтын қатты бекітілген тікбұрышты темірбетон бағанасының отқа төзімділігі шегін анықтау. Бағана 4 тараптан өрттің әсеріне ұшырайды.

Есеп: ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 5.7-суретке сәйкес, бағананың есептік ұзындығы келесі түрде қабылдануы мүмкін:

$$l_0 = \frac{l}{2} = \frac{4,0}{2} = 2,0 \text{ м.}$$

Бағананың иілімділігі ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (5.14) Формуласына сәйкес:

$$\lambda = \frac{A \cdot l_0}{\sqrt{bh^3/12}} = \frac{0,3 \times 0,4 \times 2,0}{\sqrt{0,4 \times 0,3^3/12}} = 8,0.$$

Бағананың қимасындағы ең жоғары иілу моменті (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (5.2.7, 5.8.8.2) қараңыз):

$$M_{\max} = M + N \cdot e_i = M + N \cdot l_0/400 = 15 + 1620 \times 2,0/400 = 23,1 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Өрт кезінде бірінші қатар теориясы бойынша эксцентриситет:

$$e = \frac{M_{\max}}{N} = \frac{23,1}{1620} = 14 \text{ мм} < 100 \text{ мм},$$

$$e/b = \frac{14}{300} = 0,005 < 0,25.$$

Өрт кезіндегі жүктеменің деңгейі:

$$n = \frac{N_{0Ed,fi}}{0,7 \cdot (A_c f_{cd} + A_s f_{yd})} = \frac{1620000}{0,7 \times (400 \times 300 \times 30 + 1962,5 \times 500)} = 0,51.$$

Қалыпты температура кезінде арматуралау коэффициенті:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{A_c \cdot \alpha \cdot f_{ck}} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_s} = \frac{1962,5 \times 500}{300 \times 400 \times 0,85 \times 30} \times \frac{1,5}{1,15} = 0,42.$$

Арматураның осіне дейінгі арақашықтық $32+25/2=44,5$ мм құрайды. Мәндер үшін ($\omega = 0,42$; $e = 0,014$, $b = 300$ мм, $a = 44,5$ мм) С.4-кесте қолайлы болады ($\omega = 0,5$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм). $\lambda \approx 70$ бағананың иілімділігін, $n \approx 0,5$ өрт кезіндегі жүктеме деңгейін, $b_{\min}/a \approx 300/45$ арматураның осіне дейінгі арақашықтыққа бағана енінің қатынасын ескере отырып, таяу диапазон R60 үшін 250/40:350/25 болады.

Қорытынды: R60 бағананың отқа төзімділігінің шегі.

6-МЫСАЛ (10.3.1) қалыңдығы 160 мм темірбетон аралықтың EI өрті кезінде қоршау функциясының шегін анықтау.

Есеп: 10.3-кесте бойынша сызықтық интерполяция әдісімен қалыңдығы 160 мм темірбетон арақабырғаның EI өрті кезінде қоршау функциясының шегі $EI 204$ (немесе стандартты қатардан жақыны $EI 180$) құрайтындығы анықталды).

7-МЫСАЛ (10.4-кестеге) 2 арматуралық тор түрінде жұмыстық арматуралаумен беріктік бойынша С25/30 класты тұтас бетоннан орындалған $3000 \times 1740 \times 160$ мм өлшемді тірегіш темірбетон панельдің отқа төзімділік шегін анықтау (REI). Арматуралық торлар панельдің әр жағынан беріктігі бойынша S500 класты, диаметрі 6 мм 11 бойлық және 19 көлденең арматуралық шыбықтар түзеді. Бойлық арматура үшін панельдің әрбір жағынан бетонның қорғаныс қабатының қалыңдығы 25 мм құрайды. Панель панельдің ұзындығы бойынша біркелкі таралған 140 кН/м тең болатын есептік жүктемені және $10 \text{ кН} \cdot \text{м}$ иілу моментін қабылдау үшін арналған.

Есеп: ҚР ҚН EN 1992-1-1, 5.7-суретке сәйкес, панельдің есептік ұзындығы келесі түрде қабылдануы мүмкін:

$$l_0 = \frac{l}{2} = \frac{3,0}{2} = 1,5 \text{ м}.$$

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (5.14) Формулаға сәйкес панельдің иілімділігі:

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_0}{h} = 3,46 \times \frac{1,5}{0,16} = 32,44,$$

панель қимасындағы максималды иілу моменті (ҚР ҚН EN 1992-1-1, 5.2.7, 5.8.8.2 қараңыз):

$$M_{\max} = M + N \cdot e_i = M + N \cdot l_0 / 400 = 10 + 140 \times 1,5 / 400 = 10,53 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Өрт кезінде бірінші қатар теориясы бойынша эксцентриситет:

$$e = \frac{M_{\max}}{N} = \frac{10,53}{140} = 75 \text{ мм} > 0,15h = 0,15 \times 0,16 = 24 \text{ мм}.$$

Қорытынды: Өрт кезінде бірінші қатар теориясы бойынша эксцентриситет жол берілетіннен асатындықтан, көрсетілген панельді есептеу үшін кестелік деректер қолданылмайды. Есептеудің жеңілдетілген немесе жалпы әдістемесін пайдалану керек.

8-МЫСАЛ (10.4-кестеге) 2 арматуралық тор түрінде жұмыстық арматуралаумен беріктік бойынша С25/30 класты тұтас бетоннан орындалған $3000 \times 1740 \times 160$ мм өлшемді тірегіш темірбетон панелінің отқа төзімділігі шегін (REI) анықтау. Арматуралық торлар панельдің әрбір жағынан беріктігі бойынша S500 класты, диаметрі 6 мм 11 бойлық және 19 көлденең арматуралық шыбықтар түзеді. Бойлық арматура үшін панельдің әрбір жағынан бетонның қорғаныс қабатының қалыңдығы 25 мм құрайды. Панель панельдің ұзындығы бойынша біркелкі таралған 140 кН/м тең болатын есептік жүктемені және $2,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$ иілу моментін қабылдау үшін арналған.

Есеп: ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 5.7-суретке сәйкес, панельдің есептік ұзындығы келесі түрде қабылдануы мүмкін:

$$l_0 = \frac{l}{2} = \frac{3,0}{2} = 1,5 \text{ м}.$$

ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (5.14) Формулаға сәйкес панельдің иілімділігі:

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_0}{h} = 3,46 \times \frac{1,5}{0,16} = 32,44.$$

Панельдің қимасындағы максималды иілу моменті (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 5.2.7, 5.8.8.2 қараңыз):

$$M_{\max} = M + N \cdot e_i = M + N \cdot l_0 / 400 = 2,5 + 140 \times 1,5 / 400 = 3,02 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Өрт кезінде бірінші қатар теориясы бойынша эксцентриситет:

$$e = \frac{M_{\max}}{N} = \frac{3,02}{140} = 22 \text{ мм} < 0,15h = 0,15 \times 0,16 = 24 \text{ мм}.$$

Арматуралауды тексеру:

$$A_s = \frac{11 \times 3,14 \times 6^2}{4} = 310,86 \text{ мм}^2 < 0,04 A_c = 0,04 \times 1,74 \times 0,16 = 11136 \text{ мм}^2.$$

Осы құралдың 10.16 шарттарының орындалуы себепті панельдің отқа төзімділігін бағалау үшін 10.3-кесте қолданылады.

Өрт кезінде көтергіш қабілетін пайдалану коэффициенті:

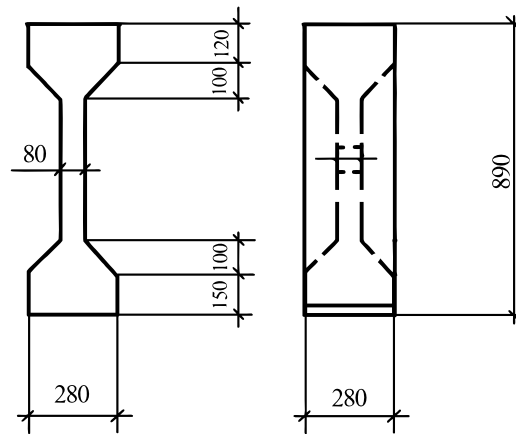
$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} = \frac{N_{Ed,fi}}{\frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{140000}{\frac{1740 \times 160 \times 0,85 \times 25}{1,5} + \frac{310,86 \times 500}{1,15}} = 0,03.$$

Арматураның осіне дейінгі арақашықтық $25+6/2=28$ мм құрайды, минималды ені 160 мм, көтергіш қабілетін пайдалану коэффициенті 0,03, – 10.3-кестеден жақын жол берілетін мән– біржақты қыздыру үшін 150/28 (арматураның осіне дейінгі арақашықтыққа және қалыңдыққа тәуелсіз анықталады) және екіжақты қыздыру үшін 160/25. Бұл панельдің REI 120 отқа төзімділік шегіне сәйкес келеді. Көрсетілген қабырға 10.28 сәйкес өртке қарсы ретінде пайдаланылуы мүмкін.

9-МЫСАЛ (10.5.5 үшін) Екі таврлы көлденең қимаға сәйкес келетін 10.9-суретте бейнеленген арқалық үшін (10.4-суреттегі «в») отқа төзімділік шегі $R30$ құрайды (b_w шамасы бойынша анықталады). Екі таврлы арқалықтың төменгі сөресінің тиімді биіктігі d_{eff} :

$$d_{eff} = d_1 + 0,5d_2 = 150 + 0,5 \times 100 = 200 \geq b_{\min} = 150$$

Арматураның осіне дейінгі талап етілетін арақашықтықты (25 мм) және арқалықтың минималды енін (80 мм) ескере отырып, төменгі сөренің тиімді биіктігі d_{eff} төмендетілуі мүмкіндігі анық (қалыпты шарттар үшін есептеу бойынша арматураның талап етілетін санын ескере отырып).



10.9-сурет– Темірбетон арқалықтың қимасы

10-МЫСАЛ (10.5.6) Алдыңғы мысалдың 10.9-суретте бейнеленген арқалық үшін:

$$b = 280 > 1,4 \cdot b_w = 1,4 \times 80 = 112,$$

$$bd_{\text{eff}} = 280 \times 200 = 56000 > 2b_{\text{min}}^2 = 2 \times 80_{\text{min}}^2 = 12800,$$

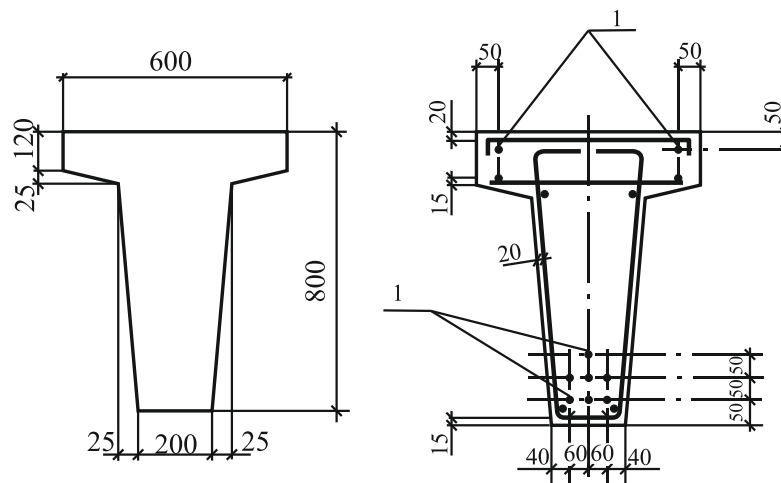
арматураның осіне дейінгі арақашықтықты ұлғайтудың қажеті жоқ, өйткені:

$$a_{\text{eff}} = a \cdot \left(1,85 - \frac{d_{\text{eff}}}{b_{\text{min}}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) = 25 \times \left(1,85 - \frac{200}{80} \sqrt{\frac{80}{280}} \right) = 12,84 \geq a = 25.$$

11-МЫСАЛ (10.5-кестеге) 10.10-суретте берілген еркін сүйемелденген арқалықтың отқа төзімділік шегін анықтау.

Есеп: 10.4-суретке сәйкес, арқалық айнымалы енмен - WB типіне жатады. Алайда 200 мм-ге тең болатын қабырғаның минималды қалыңдығы b_w , арқалықтың отқа төзімділігін шектемейді. Минималды ен созылған арматураның ауырлық орталығы деңгейінде анықталады және 206,25 мм-ге сәйкес келеді (100 мм ауырлық орталығы деңгейі үшін арқалықтың тар және кең бөлігінің мәндері арасындағы сызықтық интерполяция әдісімен анықталды). Арматураның осіне дейінгі арақашықтық 10.1.12 ескере отырып анықталады (беріктігі бірдей және диаметрі бірдей кернелетін арматура үшін):

$$a_m = \frac{n_1 a_1 + n_2 a_2 + n_3 a_3}{\sum n_i} = \frac{4 \times 40 + 1 \times 50 + 2 \times 100}{7} = 58,6 \text{ мм.}$$



1 – St500 тобы арматура Ø 16 мм

10.10-сурет – Арқалықтың қимасы

Қорытынды: 206,25 мм болатын минималды ен және 58,6 мм болатын арматураның осіне дейінгі арақашықтық үшін 200/45 жақын мәндері және R90 отқа төзімділік шегі сәйкес келеді.

12-МЫСАЛ (10.5.15) Алдыңғы мысалда берілгенге сәйкес келетін тілімденбеген арқалықтың отқа төзімділік шегін анықтау.

Қорытынды: 206,25 мм болатын минималды ен және арматураның осіне дейінгі 58,6 мм арақашықтық үшін 200/45 жақын мәндері және R120 отқа төзімділік шегі сәйкес келеді.

10.43 сәйкес, аралықтың ортасындағы жоғарғы арматураның көлденең қимасының ауданы келесі берілгеннен кем болмауы тиіс:

$$A_{s, \text{req}}(x) = A_{s, \text{req}}(0) \left(1 - 2,5 \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}} \right) = A_{s, \text{req}}(0) (1 - 2,5 \times 0,3) = 0,25 A_{s, \text{req}}(0).$$

13-МЫСАЛ (10.8-кестеге) Қорғаныстық қабат қалыңдығы 25 мм болатын, Ø12 мм арматураланған арматурамен қалыңдығы 160 мм аражабынның тұтас темірбетон тақтасының отқа төзімділік шегін анықтау. Екі жақтан сүйенеді.

Шешім: Арматураның осіне дейінгі арақашықтық $12/2 + 25 = 31$ мм құрайды. Бұл 10.8-кестеге сәйкес REI 90 отқа төзімділік шегіне сәйкес келеді (тақтаның қалыңдығы отқа төзімділік шегін шектемейді).

11 КОНСТРУКТИВТІ ТАЛАПТАР

11.1 Беріктігі жоғары бетон

11.1.1 Беріктігі жоғары бетоннан жасалған конструкциялар (HSC) ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (6.1) талаптарына сәйкес морт қирау тәуекелін қосқанда, бетонның осы типінің сипаттамаларын ескере отырып, жоғары температуралардың әсері үшін жобалануы тиіс. Осы тарауда деректер өрттің стандартты температуралық тәртібі үшін ғана келтірілген.

11.1.2 Беріктік сипаттамаларын қызған кездегі бетонның кедергісін төмендетуді пайдалана отырып қолдану қажет ($k_c(\theta) = f_{c,\theta}/f_{ck}$). Класқа байланысты:

- 1-класс – C55/67 және C60/75 класты бетон;
- 2-класс – сол секілді C70/85 және C80/95;
- 3-класс – “ C90/105.

11.1-кесте – θ температураға беріктігі жоғары бетон кедергісінің тәуелділігі
($k_c(\theta) = f_{c,\theta}/f_{ck}$)

Бетонның температурасы $\theta, ^\circ\text{C}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$		
	1-класс	2-класс	3-класс
20	1	1	1
50	1	1	1
100	0,9	0,75	0,75
200			0,7
250	0,9		
300	0,85		0,65
400	0,75	0,75	0,45
500			0,3
600			0,25
700			
800	0,15	0,15	0,15
900	0,08		0,08
1000	0,04		0,04
1100	0,01		0,01
1200	0	0	0

11.2 Морт қирау

11.2.1 C55/67 – C80/95 класты бетонға микрокремнеземнің максималды мөлшері – цементтің салмағынан 6 % кем болуы шартында ережелерде көрсетілгендер тарайды. Микрокремнеземнің әлдеқайда жоғары мөлшері үшін 10.2.2-т. келтірілген ережелер әрекет етеді.

11.2.2 C90/105 класты бетон үшін өрт кезінде бетонның морт қирауы тән, одан қорғау үшін келесі әдістердің біреуі қолданылуы тиіс.

А әдісі. Қызатын тараптан бетонның беткі қабатын арматура диаметрі 2 мм және өлшемі кем дегенде 50 × 50 мм ұяшықты арматуралық тормен бетонның беткі қабатын қосымша конструктивті арматуралау (қосымша арматура үшін қорғаныстық қабат өлшемімен қалыңдығы–40 мм-ден кем емес);

Б әдісі. Өрт кезінде темірбетон конструкциялардың тұтастығын қамтамасыз ететін бетондарды қолдану (бетон қоспасының қолданылған құрамдарының тиімділігін тәжірибе жүзінде растау);

В әдісі. Бетонның қызатын бетіне морт қирамайтын оттан қорғайтын жабынды жүргізу (жабынның оттан қорғайтын тиімділігін тәжірибе жүзінде растау қажет);

Г әдісі. Бетон қоспасына кем дегенде $2 \text{ кг} \cdot \text{м}^{-3}$ полипропиленді талшықтарды қосу.

Ескертпе – Әдісті таңдау ұлттық қосымшада белгіленеді.

11.2.3 Бетонның жарылуынан сақтану немесе пайдаланушылық талаптарды анықтау кезінде оның әсерін ескеру керек.

11.2.4 Салмағы бойынша k пайыздан аз бетонның ылғалдылығы кезінде бетонның жарылу ықтималдығы төмен. Салмағы бойынша k пайыздан асатын бетонның ылғалдылығында толтырғыштың ылғалдылығын, типін және бетонның өткізгіштігін, сонымен қатар қызу шарттарын дәл бағалау қажет.

Ескертпе – Ұсынылатын мән $k = 3 \%$.

11.2.5 Х0 және ХС1 пайдалану шарттары бойынша кластардың әсерлері үшін жобаланған конструкциялар үшін (ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 қараңыз), ылғалдылықты k пайыздан кем қабылдауға жол беріледі ($2,5 \% \leq k \leq 3 \%$).

11.2.6 Кестелік деректерді пайдаланған кезде қалыпты тығыздықтағы бетон үшін әрі қарай тексеру талап етілмейді. Егер арматураның осіне дейінгі арақашықтық 70 мм болса және одан асса, талап қолданылады.

11.2.7 Арқалықтар, тақталар және созылған элементтер үшін, масса бойынша k пайыз асатын бетонның ылғалдылығында көтергіш қабілетіне R бетон жарылысының ықпалы есептеулерде қиманың төмендетілген көтергіш қабілетін әрі қарай тексерумен көлденең қимада бір немесе бірнеше арматуралық шыбықтың қорғаныстық қабатын жергілікті бұзу есебінен ескеріледі. Басқа арматуралық шыбықтардың температурасы қорғаныстық қабаттың бұзылуын есепке алусыз қабылданады. Бұл тексеру жарылмайтындығы тәжірибе жүзінде тексерілген немесе сынақ барысында тиімділігі расталған қосымша қорғаныстық жабын жүргізілген конструкциялар үшін талап етілмейді.

Ескертпе – Шыбықтардың жеткілікті түрдегі үлкен санында көтергіш қабілетін R жоғалтусыз жүктеме таралуы мүмкін. Бұл келесілерге қатысты:

- біркелкі таралған арматурамен тілімденбеген тақталар;
- созылған аймақта сегізден астам шыбықтан тұратын ені 400 мм асатын арқалықтар.

11.2.8 Өрттің кейінгі кезеңінде бетонның қирауынан сақтану немесе пайдаланушылық талаптарды анықтау кезінде оның әсерін ескеру керек.

11.2.9 Егер арматураның осіне дейінгі арақашықтық 70 мм және одан асатын болса және бетонның беткі қирауының болмауы сынақтармен расталмаса, бетонның

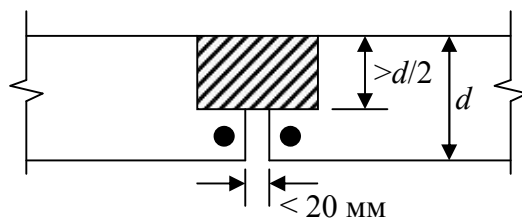
қорғаныстық қабатын арматуралау қажет. Арматуралау диаметрі 4 мм кем емес және ұяшық өлшемдері 100 мм аспайтын өлшемді тормен жүргізіледі.

11.2.10 Түйіспелерді (жанасуларды, түйіспелік жапсарларды) жобалау өрт кезіндегі конструкциялардың сипаттамаларын толық бағалауға негізделуі тиіс.

11.2.11 Түйіспелер түйісетін конструкциялар үшін R , E , I шектік күйлері бойынша қажетті отқа төзімділікті қамтамасыз ететіндей және барлық конструктивті жүйенің өрт кезіндегі жеткілікті тұрақтылығын кепілдендіретіндей түрде құрастырылуы тиіс.

11.2.12 Болат элементтері түйіспелерінің отқа төзімділігі сәйкес ҚР ҚН EN 1993-1-2:2005/2011 қамтамасыз етілуі керек.

11.2.13 Жылу оқшауландырғыш қабілетті I қамтамасыз ету үшін түйіспелердегі саңылаулардың ені 20 мм-ден аспауы тиіс, ал олардың тереңдігі конструкцияның қолданыстағы қоршау элементтерінің минималды қалыңдығының d жартысынан аспауы тиіс (5- тарауды қараңыз) (11.4-сурет).



11.4-сурет – Түйіспедегі саңылаудың ені

Ескертпе – Кестелік деректерді пайдаланған кезде түйісуді құрайтын бұрыштық аймақтардағы шыбықтар бұрыштық ретінде қарастырылмайды.

Тереңдігі үлкен және қажет жағдайда орнатылған төсеме элементпен саңылаулардың отқа төзімділігі сәйкес сынақпен расталуы тиіс.

11.2.14 Талап етілетін отқа төзімділік қорғаныстық жабындарды қолдану арқылы қол жеткізілуі мүмкін.

11.2.15 Қорғаныстық жабын материалдарының жұмысын және сипаттамаларын бағалауды тиісті сынақтардың негізінде жүргізу керек.

12 ОТ СЫНАҚТАРЫ

12.1 Тиісті түрде орындалғанда сынақтардың нәтижелері жекелеген конструктивті элементтердің, олардың жиынтығын немесе жалпы алғанда конструктивті жүйенің әрекетін бағалау кезінде пайдаланылуы мүмкін.

12.2 Сынақтар осы құралдың 6.2 қосымша бөліміне сәйкес ықтимал жылулық әсер түрлерінің бірін ескере алады.

12.3 Эксперимент нәтижелері жалпы конструктивті жүйенің немесе оның бөлігінің отқа төзімділігін бағалауға рұқсат береді.

12.4 Сынақтар өрт кезіндегі қызу шарттарын және сәйкес механикалық әсерлерді ескеруі мүмкін. Оның нәтижесі конструкция өрттің және статикалық жүктемелердің құрама әсеріне кедергісін сақтайтын уақыт болып табылады.

12.5 Эксперименттік нәтижелер жоғарыда келтірілген есептік модельдердің бір немесе бірнеше кезеңі үшін әлдеқайда нақты құраушы деректерді алуға рұқсат беруі мүмкін.

12.6 Құраушы деректер аражабынның жылу оқшаулаушы қабілетіне, қимадағы температуралардың өрістеріне немесе конструктивті элементтің бұзылу сұлбаларына жатқызылуы мүмкін.

12.7 Сынақтар бетондағаннан кейін 5 айдан ерте емес жүргізіле алады.

12.8 Эксперименттің үлгінің конструкциясы және механикалық әсерлер оны қолдану шарттарына жауап беруі тиіс.

12.9 Шартты өрт негізінде жүргізілген сынақтар алдыңғы ережені ескеруі мүмкін.

12.10 Алынған нәтижелер стандарттармен жол берілген қолдану облысы және сынақтарға сәйкес келетін шарттар үшін ғана пайдаланылуы мүмкін.

12.11 Тәжірибелік үлгіні қажетті құраушы деректер түріне сәйкес жобалауға жол беріледі.

12.12 Егер көрсетілгендер қажетті құраушы деректерді алуға әсер етпейтін болса, сынақтардың шарттары конструкцияның қолданылу шарттарынан ерекшеленуі мүмкін.

12.13 Сынақ кезінде алынған құраушы деректерді пайдалану тәжірибе кезінде салынған параметрлермен шектелген.

12.14 Жылулық ағынға қатысты тәжірибелік нәтижелер қиманың балама өлшемлері және қызу шарттары үшін жарамды.

12.15 Қирау схемаларына қатысты тәжірибелік нәтижелер осындай шекаралық шарттарда және жүктелу деңгейлерінде осындай конструкция немесе оның бөлігі үшін жарамды.

12.16 Келтірілген ережелерге сәйкес алынған сынақтардың нәтижелері осы құралға сәйкес есептік модельдерде алынған деректер бөлігінде пайдаланылуы мүмкін.

12.17 Отқа төзімділік бойынша конструкцияның шектік күйлері негізгі өртке қарсы функцияларды орындауға бұдан былай қабілетті болмайтын осындай жай-күйлерді сипаттайды. Стандарттар R , E , I үш шектік күйлерді қарастырады.

12.18 Көтергіш қабілетін жоғалту (R). Конструкцияның қирауымен немесе шектік деформацияларға жетумен көрінеді. Бүгілетін элементтер үшін шектік майысым шамасы аралық шамасының $1/30$ құрайды [1], ал оның өсу жылдамдығы уақыт бірлігінде майысымның шектік өсімін анықтайтын 10.2.1-т. [1] сәйкес эмпириялық формуламен бағаланады (әдетте, бес минуттық аралық үшін):

$$\Delta = \frac{l^2}{9000d}, \quad (12.1)$$

мұнда Δ – қарастырылатын уақыт бірлігі (5 минут) үшін майысымның өзгеруі, мм;

l – аралықтың мәні, мм;

d – конструкция қимасының есептік биіктігі, мм.

10.2.1 [1] сәйкес, конструкцияның қалыңдығына байланысты майысымның қосымша белгісі (шеткі қысылған және созылған талшық арасындағы арақашықтық):

$$f = \frac{l^2}{400d}, \quad (12.2)$$

мұнда f – майысым мәні, мм;

d – шеткі сығылған және созылған қима талшығы арасындағы арақашықтық, мм.

12.19 Тұтастықты жоғалту (E) – конструкцияда тесік сызаттардың және саңылаулардың түзілуі, олар арқылы қызбайтын бетке жану өнімдері немесе жалын енеді. Бұл критерий біркелкі емес композициялық материал ретіндегі бетонның ерекшеліктерімен және жану өнімдерінің тесіктен енуі үшін жеткілікті шамаға дейін өлшемдерінің әрі қарай дамуымен бірлескен температуралық-күштік әсер кезінде сызаттардың түзілуімен байланысты. Тұтастықты жоғалту факторы жоғары механикалық кернеулер аймақтарына, құрама және тұтас құймалы элементтердің түйіспелеріне ие, ылғалдылығы жоғары және қызған кезде бетон құрылымының жарылып қирау қаупімен байланысты аражабындар үшін ерекше маңызды.

12.20 Жылу оқшаулағыш қабілетті жоғалту (I) – өрт кезінде конструкцияның термиялық кедергісін сипаттайтын шектік күй. Қоршаушы конструкциялардың 150...180 °C-қа тең температураға дейін қызуы аражабында орналасқан әртүрлі материалдардың өздігінен тұтану қаупін төндіретіндігі анықталды. Сондықтан жылу оқшауландырушы қабілетті жоғалту бойынша отқа төзімділік шегінен тыс ретінде конструкцияның қызбайтын бетіндегі температураның конструкцияның сынаққа дейінгі температурасымен салыстырғанда орташа есеппен 140 °C-тан аса немесе осы беттің кез келген нүктесінде сынаққа дейінгі конструкцияның температурасымен салыстырғанда 180 °C-тан аса немесе сынаққа дейінгі конструкцияның температурасына тәуелсіз [1] 220 °C-тан аса жоғарылауы қабылданады.

А қосымшасы
(ақпараттық)

Температуралық пішіндер

А.1. Осы қосымшада түпкілікті-элементтік моделдеу арқылы температуралық пішіндер түрінде жылу техникалық есептің нәтижелері келтірілген (жалпы есеп – осы құралдың 9- тарауын қараңыз) (стандартты өрттің температуралық режимінің берілген ұзақтығы үшін изотермиялық линиялар):

- темірбетон плиталар үшін (А.2-сурет);
- темірбетон арқалықтар үшін (А.3 – А.10-суреттер);
- темірбетон бағаналар үшін (А.11 – А.20-суреттер).

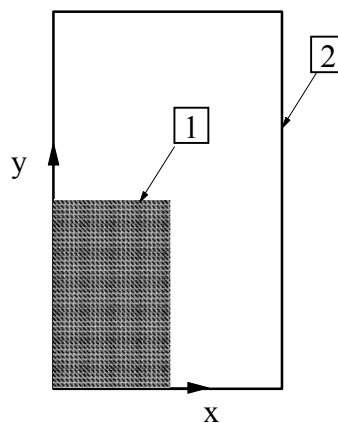
Ескертпе

1 Есептеулер нәтижелері осы құралдың осы құралдың 7.2.13 сәйкес жылу өткізгіштікпен және 1,5 % бетон ылғалдылығымен $25 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ конвекциямен жылу берілісі коэффициенті, 0,7 бетонның қызатын бетінің қаралық деңгейі үшін ҚР ҚН EN 1992-1-2:2004/2011 (А қосымшасы) сәйкес келтірілген. Температураның келтірілген мәндері ылғалдылығы 1,5 % асатын ылғалдылықпен бетоннан жасалған темірбетон конструкциялар үшін әділетті.

2 Қималардағы арматура шартты көрсетілмеген. Арматураның ауырлық орталығына (осіне) сәйкес келетін нүктедегі бетон қимасының температурасына тең келетін арматураның температурасын қабылдауға жол беріледі.

3 А.2-суреттің деректерін өрт кезінде бір жағынан қызатын темірбетон қабырғалар үшін қолдануға жол беріледі.

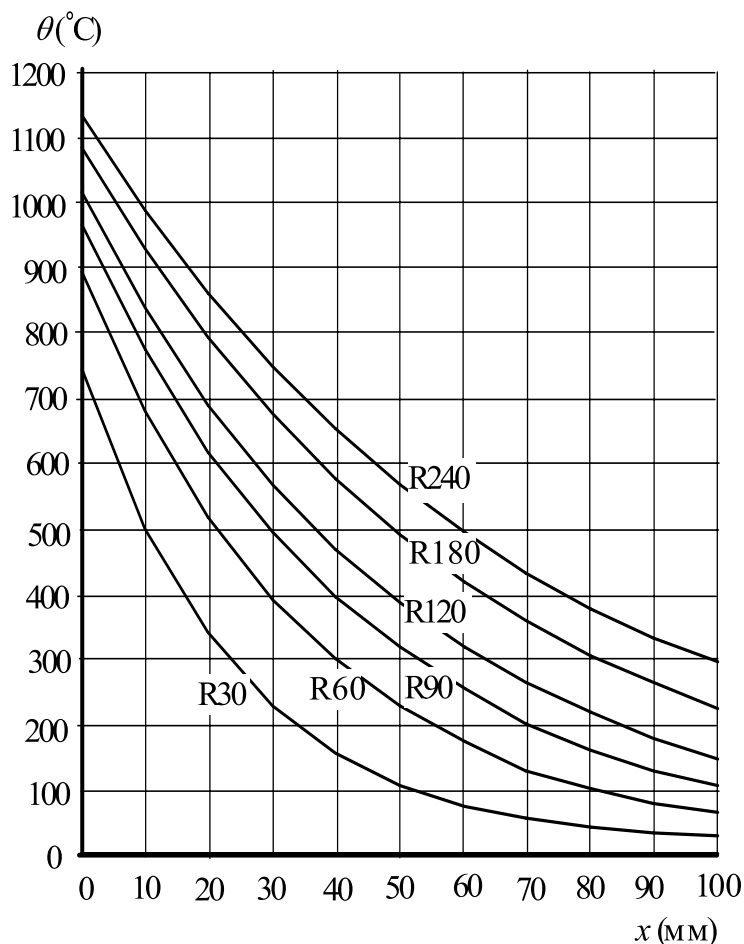
А.2. Өрттің стандартты температуралық режимінің шарттарында жылу әсері барлық тараптан біркелкі қабылданатындығын назарға ала отырып, симметриялық қызатын тараптарымен конструкциялар симметрия осіне қатысты температуралардың айналық шағылысуын ескере отырып, ішінара қарастырылуы мүмкін. А.1-суретте арқалықтардың және бағаналардың көлденең қималарында температураның симметриялық таралуын пайдаланған кезде температуралық пішіндің қалай жаңғыратылатындығы көрсетілген.



1 – Температуралық пішіндер келтірілген аймақ; 2 – толық көлденең қима

А.1-сурет – Температуралардың таралу деректері келтірілген симметриялық көлденең қима аймағы

А.3. А.2-суретте жалпы қалыңдығы 200 мм болатын плитаның қызатын бетінен алғашқы 100 мм қызу деректері берілген. Стандартты температуралық режимнің жылулық әсер ету уақыты шартты түрде отқа төзімділікті белгілеу – R30, R60 және т.с.с. түрінде көрсетілген.



x – қызатын беттен арақашықтық

А.2-сурет – Стандартты температуралық режимнің 30...240 минут уақыт моменттері үшін жалпы қалыңдығы 200 мм темірбетон плитаның қызу деректері

А.4. А.3 – А.10-суреттерде стандартты температуралық режимнің әртүрлі уақыт моменттері үшін арқалықтардың симметриялық бөлігінің қызу деректері берілген. Келесі берілгендердің деректері ұсынылған:

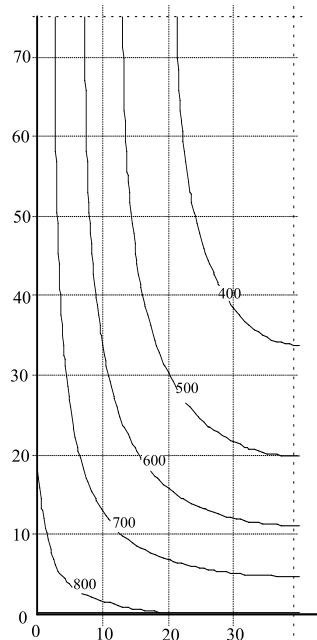
– өлшемі 150×80 мм болатын темірбетон арқалықтар (стандартты температуралық режимнің 30 минуты үшін ғана) – А.3-сурет;

– 300×160 мм өлшемді темірбетон арқалық (стандартты температуралық режимнің 30, 60, 90 минуты үшін, соның ішінде осы құралдың 8.1.5 сәйкес келтірілген көлденең кима параметрлерін анықтау үшін 500°C изотерма (А.6-суретті қараңыз)) – А.4 – А.6-суреттер;

– 600×300 мм өлшемді темірбетон арқалықтар (стандартты температуралық режимнің 60, 90, 120 минуты үшін) – А.7 – А.8-суреттер;

– 800×500 мм өлшемді темірбетон арқалық (стандартты температуралық режимнің 90, 120, 180, 240 минуты үшін) – А.9 – А.10-суреттер.

Ескертпе – Қималар өлшемдерінің аралық әндері үшін интерполяцияға жол беріледі. Қималар өлшемдерінің үлкен мәндері үшін қиманың жақын минималды көлемі бойынша деректерге жол беріледі.



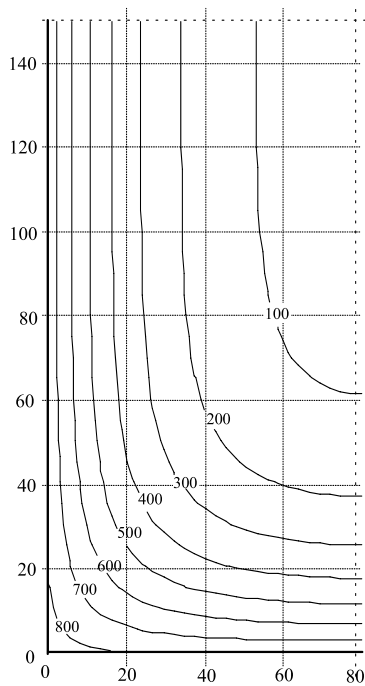
А.3-сурет – Стандартты температуралық режимнің 30 минут уақыт моменті үшін темірбетон арқалықтың ($h \times b = 150 \times 80$ мм) симметриялық қызу ($^{\circ}\text{C}$) деректері

А.5 А.11 – А.20-суреттерде стандартты температуралық режимнің әртүрлі уақыт моменттері үшін темірбетон бағаналардың симметриялық бөлігін қыздыру деректері ұсынылған. Келесі берілгендердің деректері ұсынылған:

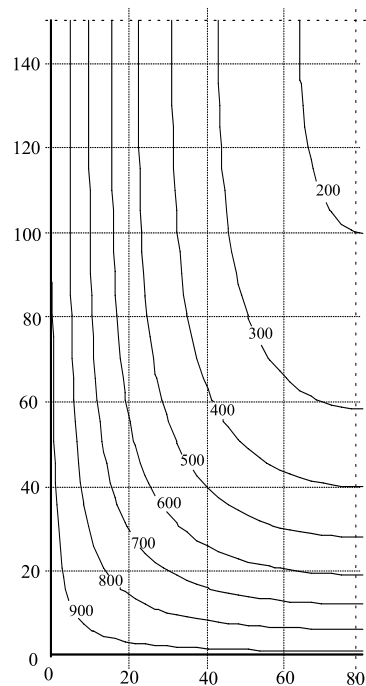
– 300×300 мм өлшемді тікбұрышты қимадағы темірбетон бағанасы (стандартты температуралық режимнің 30, 60, 90, 120 минуты үшін, соның ішінде осы құралдың 8.1.5 сәйкес келтірілген көлденең қима параметрлерін анықтау үшін изотерма 500°C үшін (А.15-суретті қараңыз) – А.11 – А.15-суреттер;

– диаметрі 300 мм көлденең қималы темірбетон бағана железобетонной (стандартты температуралық режимнің 30, 60, 90, 120 үшін, соның ішінде осы құралдың 8.1.5 сәйкес келтірілген көлденең қима параметрлерін анықтау үшін 500°C изотерма үшін (А.20-суретті қараңыз) – А.16 – А.20-суреттер.

Ескертпе – Қималар өлшемдерінің аралық мәндері үшін интерполяцияға жол беріледі. Қималар өлшемдерінің үлкен мәндері үшін қиманың жақын минималды өлшемі бойынша деректерді қабылдауға жол беріледі.

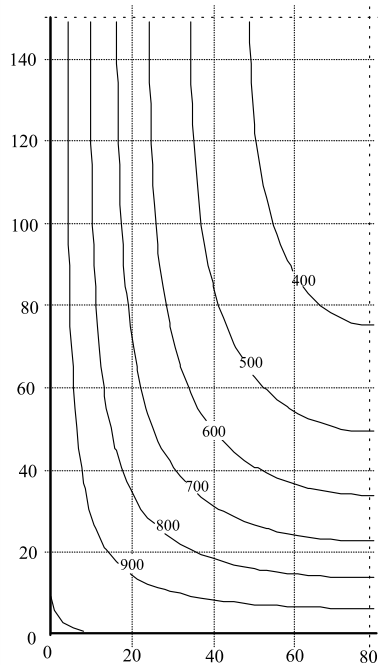


R 30

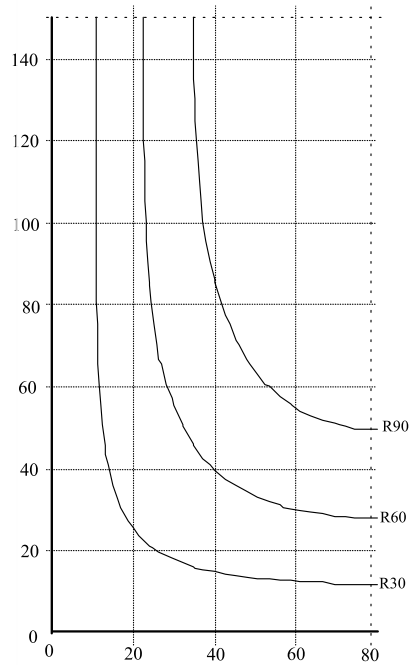


R 60

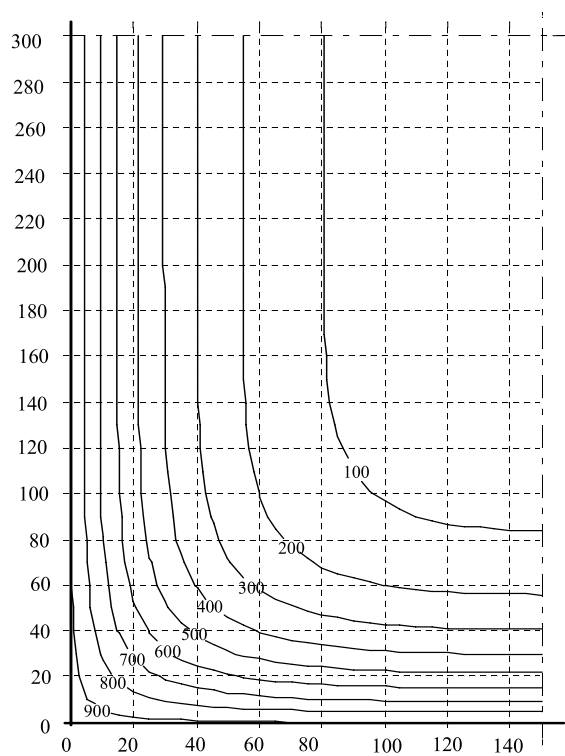
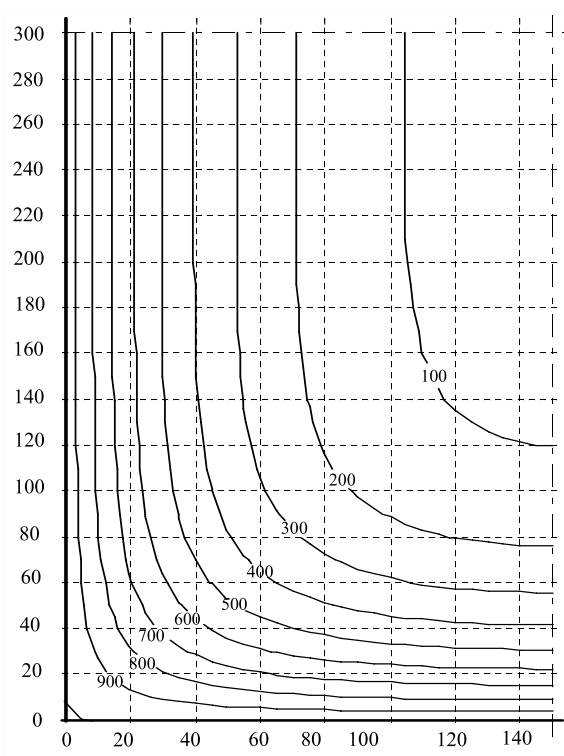
А.4-сурет – Стандартты температуралық режимнің 30 және 60 минут уақыт моменті үшін темірбетон арқалықтың ($h \times b = 300 \times 160$ мм) симметриялық қызу ($^{\circ}\text{C}$) деректері



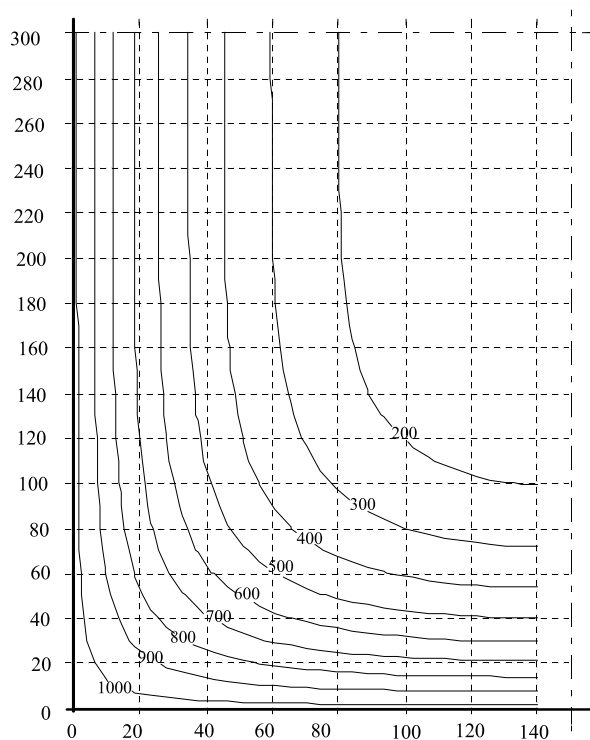
А.5-сурет – Стандартты температуралық режимнің 90 минут уақыт моменті үшін темірбетон арқалықтың ($h \times b = 300 \times 160$ мм) симметриялық қызу ($^{\circ}\text{C}$) деректері



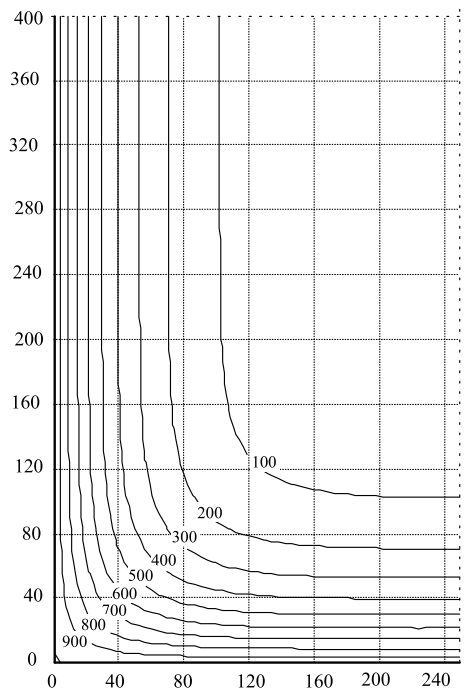
А.6-сурет – Стандартты температуралық режимнің 30, 60, 90 минут уақыт моменті үшін арқалықтың ($h \times b = 300 \times 160$ мм) симметриялық қызуының ($^{\circ}\text{C}$) 500 $^{\circ}\text{C}$ изотермасы

а) $R\ 60$ б) $R\ 90$

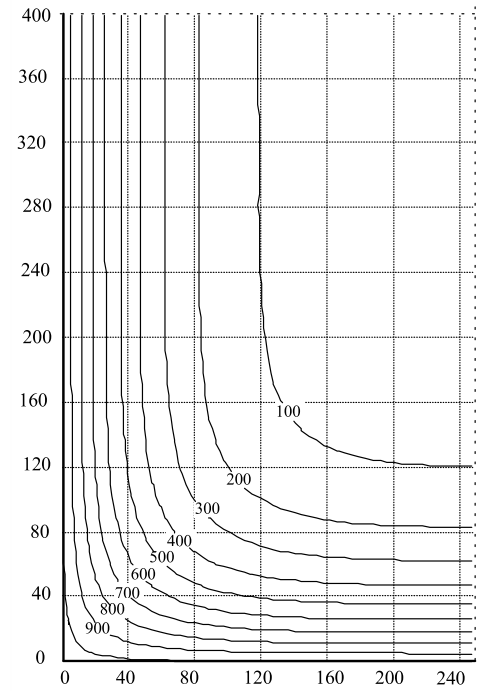
А.7-сурет – Стандартты температуралық режимнің 60 және 90 минут уақыт моменті үшін темірбетон арқалықтың ($h \times b = 600 \times 300$ мм) симметриялық қызу ($^{\circ}\text{C}$) деректері



А.8-сурет – Стандартты температуралық режимнің 120 минут уақыт моменті үшін темірбетон арқалықтың ($h \times b = 600 \times 300$) симметриялық қызу ($^{\circ}\text{C}$) деректері

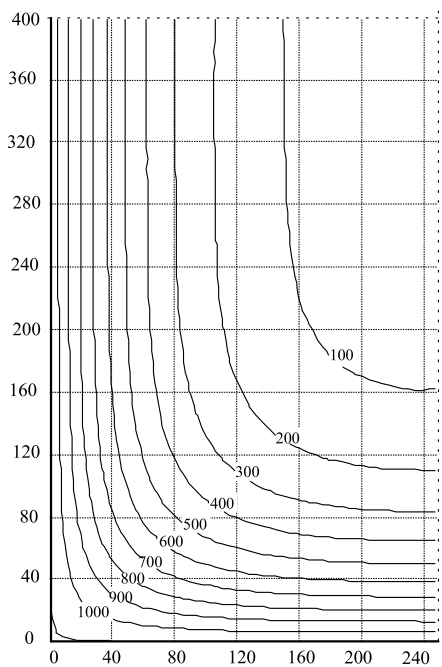


а) R 90

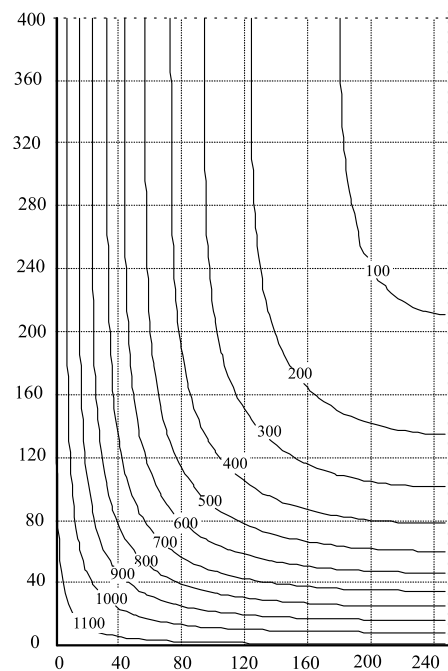


б) R 120

А.9-сурет – Стандартты температуралық режимнің 90 және 120 минут уақыт моменті үшін темірбетон арқалықтың ($h \times b = 800 \times 500$ мм) симметриялық қызу ($^{\circ}\text{C}$) деректері

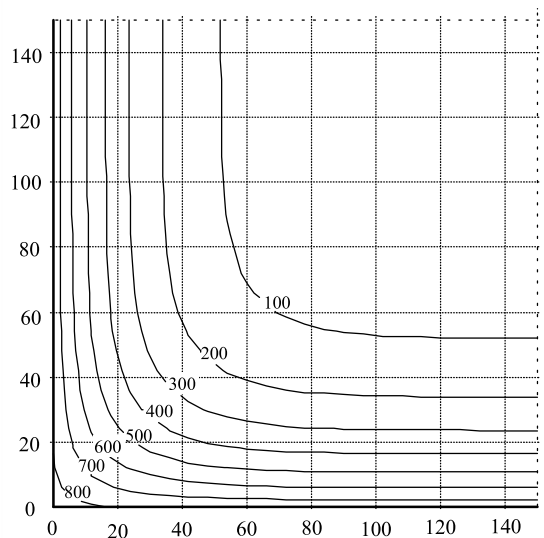


а) R 180

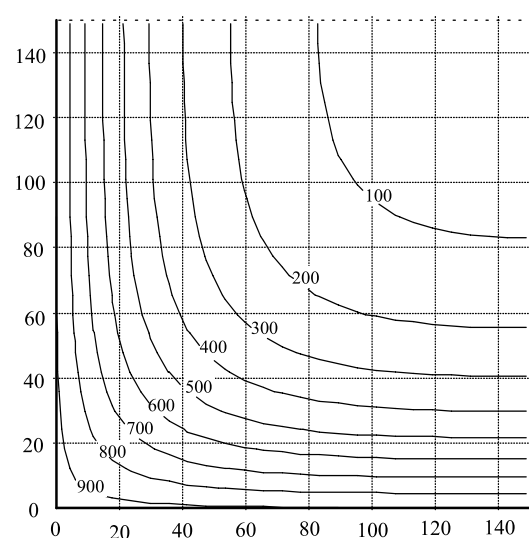


б) R 240

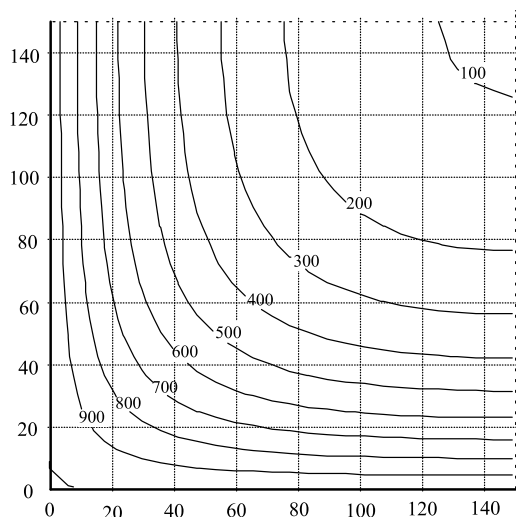
А.10-сурет – Стандартты температуралық режимнің 180 және 240 минут уақыт моменті үшін темірбетон арқалықтың ($h \times b = 800 \times 500$ мм) симметриялық қызу ($^{\circ}\text{C}$) деректері



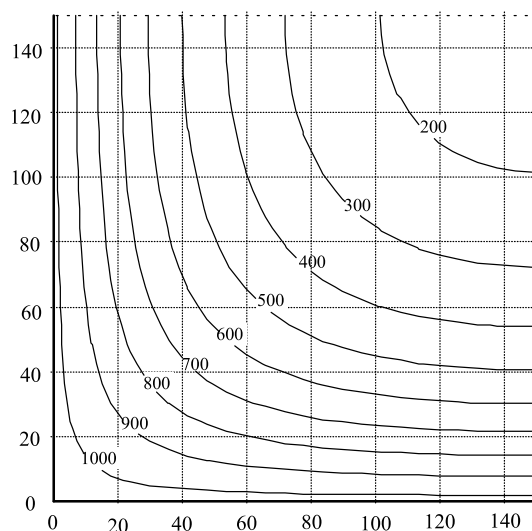
А.11-сурет – Стандартты температуралық режимнің 30 минут уақыт моменті үшін тікбұрышты қималы ($h \times b = 300 \times 300$ мм) темірбетон бағанасын симметриялық қыздыру ($^{\circ}\text{C}$) деректері



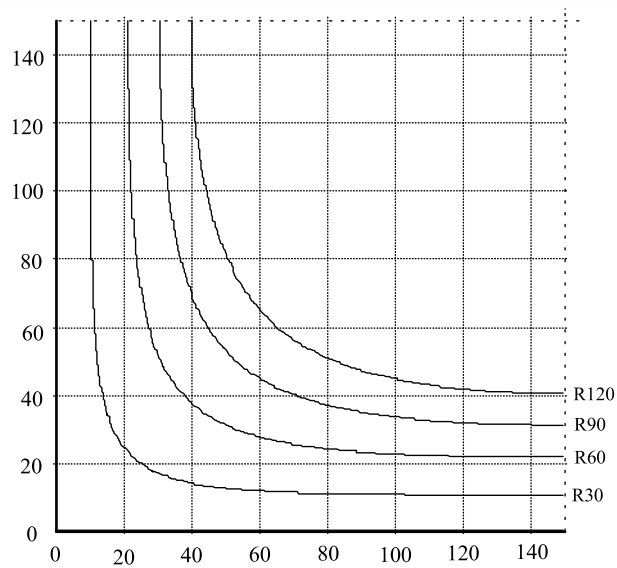
А.12-сурет – Стандартты температуралық режимнің 60 минут уақыт моменті үшін тікбұрышты қималы ($h \times b = 300 \times 300$ мм) темірбетон бағанасын симметриялық қыздыру ($^{\circ}\text{C}$) деректері



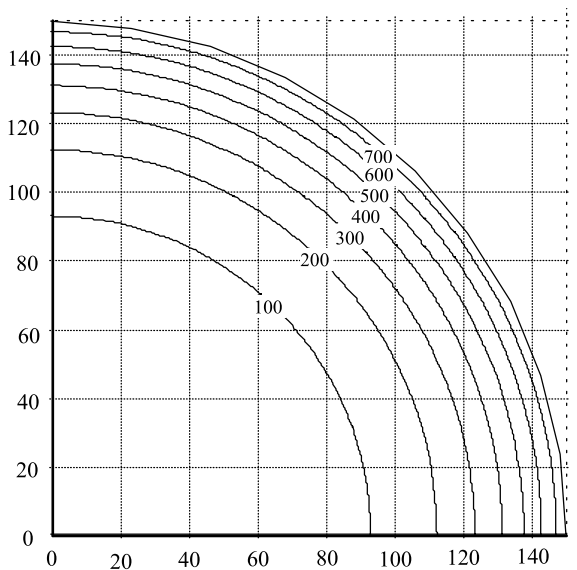
А.13-сурет – Стандартты температуралық режимнің 90 минут уақыт моменті үшін тікбұрышты қималы ($h \times b = 300 \times 300$ мм) темірбетон бағанасын симметриялық қыздыру ($^{\circ}\text{C}$) деректері



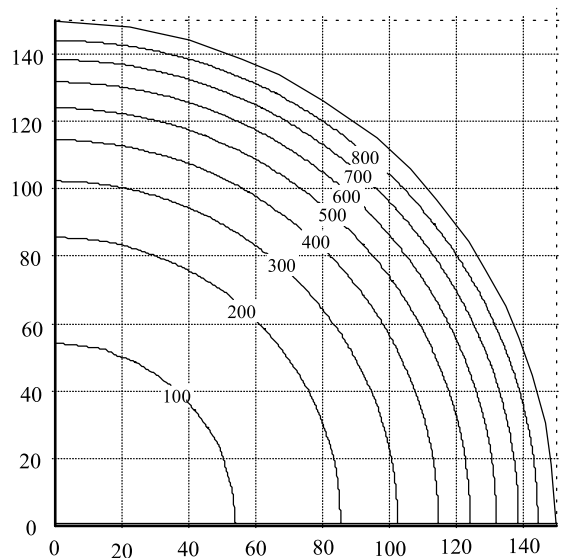
А.14-сурет – Стандартты температуралық режимнің 120 минут уақыт моменті үшін тікбұрышты қималы ($h \times b = 300 \times 300$ мм) темірбетон бағанасын симметриялық қыздыру ($^{\circ}\text{C}$) деректері



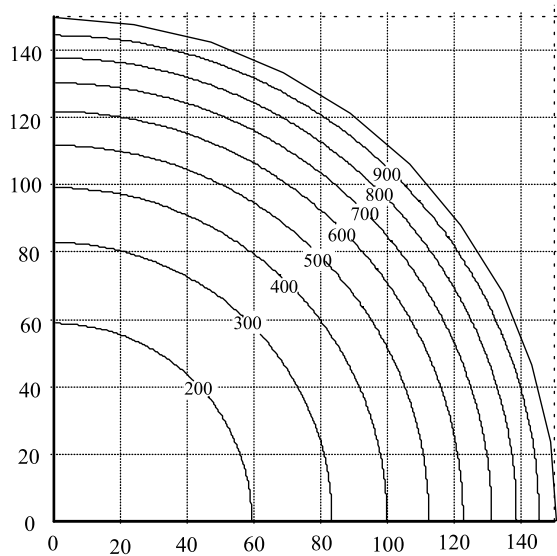
А.15-сурет – Стандартты температурлық режимнің 30, 60, 90, 120 минут уақыт моменті үшін тікбұрышты қималы ($h \times b = 300 \times 300$ мм) темірбетон бағанасын симметриялық қыздырудың 500 °C изотермалары



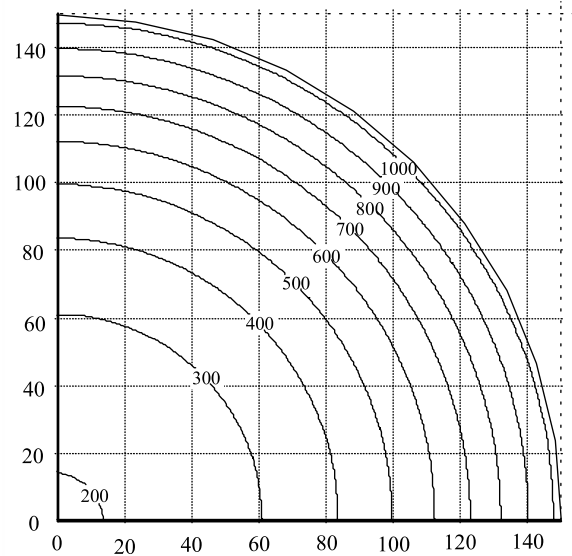
А.16-сурет – Стандартты температурлық режимнің 30 минут уақыт моменті үшін дөңгелек қималы (диаметрі 300 мм) темірбетон бағанасын симметриялық қыздыру (°C) деректері



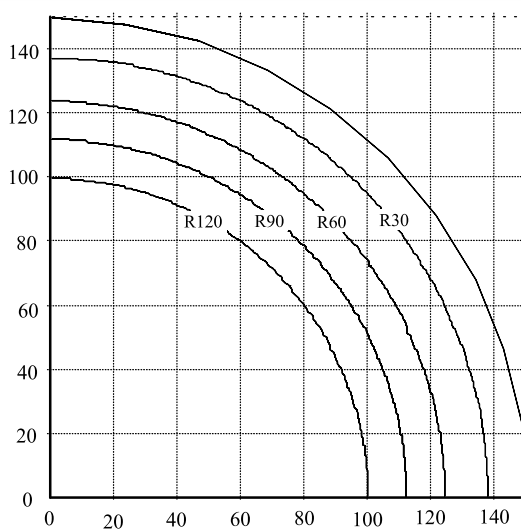
А.17-сурет – Стандартты температурлық режимнің 60 минут уақыт моменті үшін дөңгелек қималы (диаметрі 300 мм) темірбетон бағанасын симметриялық қыздыру (°C) деректері



А.18-сурет – Стандартты температуралық режимнің 90 минут уақыт моменті үшін дөңгелек қималы (диаметрі 300 мм) темірбетон бағанасын симметриялық қыздыру (°C) деректері



А.19-сурет – Стандартты температуралық режимнің 90 минут уақыт моменті үшін дөңгелек қималы (диаметрі 300 мм) темірбетон бағанасын симметриялық қыздыру (°C) деректері



А.20-сурет – Стандартты температуралық режимнің 30, 60, 90, 120 минут уақыт моменті үшін дөңгелек қималы (диаметрі 300 мм) темірбетон бағанасын симметриялық қыздырудың 500 °C изотермалары

МЫСАЛ (А.2-суретке) Стандартты температуралық режимнің жылулық әсер етуінің 60 минуты үшін бетонның қорғаныстық қабаты 25 мм болатын қалыңдығы 200 мм темірбетон тақтада диаметрі 12 мм арматуралық шыбықтың қызу температурасын анықтау талап етіледі.

Қызатын беттен арматураның осіне дейінгі арақашықтық $25 + 12/2 = 31$ мм құрайды. А.2-суретке сәйкес стандартты температуралық режимнің жылулық әсер етуінің 60 минуты үшін 31 мм деңгейіндегі температура көп дегенде 400 °C құрайды.

Б қосымшасы
(ақпараттық)

Өрт кезінде бағаналардың орнықтылығын жоғалту

Б.1 Б.1 – Б.9-кестелерде жалғастырғыш конструктивті жүйелерде $\lambda = 80$ дейін икемділікпен және 600 мм дейін қиманың енімен бағаналардың отқа төзімділігін бағалау үшін ақпарат берілген. Кестелер 8.4-де мазмұндалған әдісті пайдаланумен алынғанғ Ескертпе –лер 10.1-де келтірілген.

Б.2 Осы қосымшаның шегінде кестелердің әртүрлі графаларының мәндері бойынша линиялық интерполяцияға жол беріледі.

**Б.1-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 0,1$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағананың ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	200/25*
	60	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	70	150/25*	150/25*	250/25*	300/25*
	80	150/25*	200/25*	250/30:300/25*	350/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	200/25*	200/30:250/25*
	40	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	50	150/25*	200/25*	250/25*	300/25
	60	150/25*	200/40:250/25*	250/40:300/25*	350/30:400/25*
	70	200/25*	250/30:300/25*	300/40:350/25*	450/35:550/25*
	80	200/30:250/25*	250/40:300/25*	400/30:450/25*	550/60:600/35
R 90	30	150/25*	200/25*	200/50:250/25*	250/30:300/25*
	40	150/35:200/25*	200/30:250/25*	250/25*	300/25
	50	200/25*	250/25*	300/25*	350/50:400/25*
	60	200/35:250/25*	250/40:300/25*	350/35:400/25*	450/50:550/25*
	70	250/25*	300/35:350/25*	400/45:550/25*	600/40
	80	250/30:300/25*	350/35:400/25*	550/40:600/25*	(1)
R 120	30	200/25*	250/25*	250/25*	300/45:350/25
	40	250/25*	250/25*	300/25*	400/25*
	50	250/25*	300/25*	350/50:400/25*	450/50:500/25*

**Б.1-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 0,1$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм) (жалғасы)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағананың ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
	60	250/25*	350/25*	450/400:500/25*	550/50
	70	250/50:300/25*	400/25*	500/60:550/25*	(1)
	80	300/25*	450/40:500/25*	600/45	(1)
R 180	30	250/25*	250/25*	350/25*	400/50:450/25*
	40	250/25*	300/30:350/25*	400/25*	450/50:500/25*
	50	250/50:300/25*	350/50:400/25*	450/40:500/25*	550/60:600/35
	60	300/40:350/25*	450/25*	550/40:600/25	(1)
	70	350/30:400/25*	500/25*	600/80	(1)
	80	400/30:450/25*	550/45:600/25*	(1)	(1)
R 240	30	250/25*	350/25*	450/25*	500/40:550/25*
	40	300/25*	400/25*	500/25*	600/25*
	50	350/25*	450/25*	550/50:600/25*	(1)
	60	400/25*	500/60:550/25*	600/80	(1)
	70	450/25*	600/25*	(1)	(1)
	80	500/25*	600/80	(1)	(1)

* ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі.

(1) 600 мм-ден асатын ен талап етіледі. Орнықтылықты әлдеқайда дәл бағалау талап етіледі.

**Б.2-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 0,1$; $e = 0,25$, $b \geq 100$ мм)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	40	150/25*	150/30:200/25*	300/25*	500/40:550/25*
	50	150/25	200/40:250/25*	350/40:500/25*	550/25*
	60	150/25*	300/25*	550/25*	600/30
	70	200/25*	350/40:500/25*	550/30:600/25*	(1)
	80	250/25*	550/25*	(1)	(1)

**Б.2-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 0,1$; $e = 0,25$, $b \geq 100$ мм) (жалғасы)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 60	30	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	40	200/30:250/25*	300/35:350/25*	450/50:550/25*	550/40:600/25*
	50	200/40:300/25*	350/45:550/25*	550/30:600/30	600/55
	60	250/35:400/25*	450/50:550/25*	600/35	(1)
	70	300/40:500/25*	550/30:600/25*	600/80	(1)
	80	400/40:550/25*	600/30	(1)	(1)
R 90	30	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	40	250/40:350/25*	350/50:550/25*	550/35:600/25*	600/50
	50	300/40:500/25*	500/60:550/25*	600/40	(1)
	60	300/50:550/25*	550/45:600/25*	(1)	(1)
	70	400/50:550/25*	600/45	(1)	(1)
	80	500/60:600/25*	(1)	(1)	(1)
R 120	30	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	40	300/50:500/25*	500/50:550/25*	550/50:600/25	(1)
	50	400/50:550/25*	550/50:600/25*	600/60	(1)
	60	500/50:550/25*	550/55:600/50	(1)	(1)
	70	500/60:600/25*	600/60	(1)	(1)
	80	550/50:600/25*	(1)	(1)	(1)
R 180	30	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	40	500/50:550/25*	550/50:600/25*	600/80	(1)
	50	550/25*	600/60	(1)	(1)
	60	550/50:600/25*	600/80	(1)	(1)
	70	600/55	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)
R 240	30	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	40	550/25*	600/60	(1)	(1)
	50	550/60:600/25*	600/80	(1)	(1)
	60	600/60	(1)	(1)	(1)
	70	600/80	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
* ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі. (1) 600 мм асатын ен талап етіледі. Орнықтылықты әлдеқайда дәл бағалау талап етіледі.					

**Б.3-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 0,1$; $e = 0,5$, $b \geq 200$ мм)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	400/40:550/25*	550/25*	(1)
	40	200/25*	550/25*	550/35:600/30	(1)
	50	250/30:300/25*	550/30:600/25*	(1)	(1)
	60	300/40:550/25*	600/50	(1)	(1)
	70	400/40:550/25*	(1)	(1)	(1)
	80	550/25	(1)	(1)	(1)
R 60	30	300/35:500/25*	500/50:550/25*	550/50:600/40	(1)
	40	350/40:550/25*	550/40:600/30	(1)	(1)
	50	450/50:550/25*	550/50:600/40	(1)	(1)
	60	550/30	600/80	(1)	(1)
	70	550/35	(1)	(1)	(1)
	80	550/40	(1)	(1)	(1)
R 90	30	350/50:550/25*	550/45:600/40	600/80	(1)
	40	500/60:600/30	550/60:600/50	(1)	(1)
	50	550/40	600/80	(1)	(1)
	60	550/50:600/45	(1)	(1)	(1)
	70	550/60:600/50	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)
R 120	30	550/40:600/30	550/50	(1)	(1)
	40	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
	50	550/55:600/50	(1)	(1)	(1)
	60	550/60:600/50	(1)	(1)	(1)
	70	600/70	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
R 180	30	550/50	600/80	(1)	(1)
	40	550/60	(1)	(1)	(1)
	50	600/70	(1)	(1)	(1)
	60	(1)	(1)	(1)	(1)
	70	(1)	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)

**Б.3-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 0,1$; $e = 0,5$, $b \geq 200$ мм) (жалғасы)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 240	30	600/70	(1)	(1)	(1)
	40	(1)	(1)	(1)	(1)
	50	(1)	(1)	(1)	(1)
	60	(1)	(1)	(1)	(1)
	70	(1)	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
* ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі. (1) 600 мм асатын ен талап етіледі. Орнықтылықты әлдеқайда дәл бағалау талап етіледі.					

**Б.4-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 0,5$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	200/25*
	60	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	70	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	80	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	150/30:200/25*	200/35:250/25*
	40	150/25*	150/25*	200/25*	250/30:300/25*
	50	150/25*	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/40:350/25*
	60	150/25*	200/30:250/25*	250/30:300/25*	300/40:450/25
	70	150/25*	200/35:250/25*	250/40:350/25*	350/45:600/25
	80	150/35:200/25*	250/30:300/25*	300/40:500/25*	450/50:600/35

**Б.4-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 0,5$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм) (жалғасы)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 90	30	150/25*	150/40:200/25*	200/40:250/25*	250/40:300/25*
	40	150/25*	200/35:250/25*	250/30:300/25*	300/40:400/25*
	50	150/40:200/25*	200/45:250/25*	250/45:350/25*	350/45:550/25*
	60	200/25*	250/35:300/25*	300/45:400/25*	400/50:600/35
	70	200/35:250/25*	250/45:350/25*	350/45:600/25*	550/50:600/45
	80	200/45:250/25*	250/50:400/25*	400/50:600/35	600/60
R 120	30	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/45:300/25*	350/45:500/25*
	40	200/25*	250/25*	300/45:350/25*	400/50:550/25*
	50	200/40:250/25*	250/45:300/25*	350/45:450/25*	450/50:600/25*
	60	200/50:250/25*	300/45:350/25*	400/50:550/25*	500/60:600/35
	70	250/35:300/25*	350/45:450/25*	500/50:600/40	600/45
	80	250/45:300/25*	400/50:550/25	500/60:600/45	600/60
R 180	30	200/45:250/25*	250/35:300/25*	350/45:400/25*	450/45:500/25*
	40	250/25*	300/45:350/25*	450/25*	500/55:600/50
	50	250/35:300/25*	350/45:400/25*	500/40:550/25	600/65
	60	300/40:350/25*	450/25*	500/60:600/55	600/80
	70	350/25*	500/40:550/25*	600/65	(1)
	80	400/30:450/25*	500/55:600/45	600/80	(1)
R 240	30	250/25*	350/25*	450/45:500/25*	550/65:600/50
	40	250/40:300/25*	400/45:450/25*	500/60:550/25*	600/75
	50	350/30:400/25*	450/50:500/25*	550/70:600/55	(1)
	60	400/35:450/25*	500/50:600/25*	600/75	(1)
	70	450/30:500/25*	550/75:600/50	(1)	(1)
	80	500/40:550/25*	600/70	(1)	(1)
* ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі. (1) 600 мм асатын ен талап етіледі. Орнықтылықты әлдеқайда дәл бағалау талап етіледі.					

**Б.5-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 0,5$; $e = 0,25$, $b \geq 100$ мм)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	300/45:350/25*
	50	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	350/40:450/25*
	60	150/25*	150/25*	250/30:300/25*	500/30:550/25*
	70	150/25*	150/35:200/25*	350/30:400/25	550/35:600/30
	80	150/25*	200/30:250/25*	400/40:500/25	600/50
R 60	30	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25
	40	150/25*	200/30:300/25*	300/35:500/25*	450/50:600/30
	50	150/30:200/25*	200/40:350/25*	300/45:550/25*	500/50:600/35
	60	150/35:200/25*	250/40:500/25*	400/45:600/30	600/45
	70	200/30:300/25*	300/40:500/25*	500/40:600/35	600/80
	80	200/35:300/25*	350/40:600/25*	550/55:600/40	(1)
R 90	30	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	40	200/35:250/25*	250/45:500/25*	350/50:600/25*	550/50:600/45
	50	200/40:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/35	600/55
	60	200/50:400/25	350/50:600/25*	550/50:600/45	(1)
	70	300/35:500/25*	400/50:600/35	600/50	(1)
	80	300/40:600/25*	500/55:600/40	600/80	(1)
R 120	30	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	40	200/50:350/25*	350/50:550/25*	500/50:600/40	600/55
	50	250/45:450/25*	450/50:600/25*	500/55:550/45	600/80
	60	300/50:500/25*	500/45:600/40	550/60:600/60	(1)
	70	350/50:550/25*	500/50:550/45	600/75	(1)
	80	400/50:600/25*	500/55:550/50	(1)	(1)
R 180	30	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	40	350/50:500/25*	500/50:600/25*	600/60	(1)
	50	450/50:500/25*	500/60:600/50	600/70	(1)
	60	500/50:600/25*	550/60:600/55	(1)	(1)
	70	500/55:600/35	600/65	(1)	(1)
	80	500/60:600/55	600/75	(1)	(1)

**Б.5-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 0,5$; $e = 0,25$, $b \geq 100$ мм) (жалғасы)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 240	30	450/45:500/25*	550/55:600/25	600/70	(1)
	40	450/50:550/25*	600/50	600/80	(1)
	50	500/55:600/25*	600/65	(1)	(1)
	60	550/55:600/40	600/75	(1)	(1)
	70	600/60	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)
* ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі. (1) 600 мм асатын ен талап етіледі. Орнықтылықты әлдеқайда дәл бағалау талап етіледі.					

**Б.6 -кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 0,5$; $e = 0,5$, $b \geq 200$ мм)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	250/35:300/25*	500/40:550/25*
	40	150/25*	150/30:200/25*	300/35:450/25*	550/30
	50	150/25*	200/30:250/25*	400/40:500/25*	550/50:600/40
	60	150/25*	200/35:300/25*	450/50:550/25*	(1)
	70	150/25*	250/40:400/25*	500/40:600/30	(1)
	80	150/25*	300/40:500/25*	550/50:600/40	(1)
R 60	30	150/30:200/25*	200/40:450/25*	450/50:550/30	550/50:600/40
	40	150/35:250/25*	250/40:500/25*	500/40:550/35	600/60
	50	200/35:300/25*	300/45:550/25*	500/55:550/40	(1)
	60	200/40:500/25*	400/40:600/30	550/50:600/45	(1)
	70	200/40:550/25*	500/40:550/35	600/60	(1)
	80	250/40:600/25*	500/45:600/35	(1)	(1)

**Б.6-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 0,5$; $e = 0,5$, $b \geq 200$ мм) (жалғасы)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
$R 90$	30	250/40:450/25*	300/50:500/25*	500/55:600/40	600/80
	40	200/50:500/25*	350/50:550/35	550/60:600/50	(1)
	50	250/45:550/25*	500/45:550/40	600/60	(1)
	60	250/50:550/30	500/50:550/45	600/80	(1)
	70	300/50:550/35	550/50:600/45	(1)	(1)
	80	350/50:600/35	550/60:600/50	(1)	(1)
$R 120$	30	250/50:550/25*	500/50:550/40	550/50	(1)
	40	300/50:600/25*	500/55:550/45	550/60:600/55	(1)
	50	400/50:550/35	500/60:600/45	600/80	(1)
	60	450/50:600/40	550/50	(1)	(1)
	70	500/50:550/45	550/60:600/55	(1)	(1)
	80	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
$R 180$	30	500/45:550/30	550/55	600/75	(1)
	40	500/50:600/40	550/60	(1)	(1)
	50	500/60:550/50	600/70	(1)	(1)
	60	550/55	600/75	(1)	(1)
	70	550/60	(1)	(1)	(1)
	80	600/60	(1)	(1)	(1)
$R 240$	30	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
	40	550/60:600/55	600/75	(1)	(1)
	50	600/65	(1)	(1)	(1)
	60	600/70	(1)	(1)	(1)
	70	600/75	(1)	(1)	(1)
	80	600/80	(1)	(1)	(1)
* ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі. (1) 600 мм асатын ен талап етіледі. Орнықтылықты әлдеқайда дәл бағалау талап етіледі.					

**Б.7-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 1,0$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	150/30:200/25*
	60	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	70	150/25*	150/25*	150/30:200/25*	250/25*
	80	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	250/30:300/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/40:300/25*
	40	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	250/35:350/25*
	50	150/25*	150/30:200/25*	200/40:250/25*	250/40:350/25*
	60	150/25*	150/40:250/25*	250/35:300/25*	300/40:600/25*
	70	150/25*	200/35:250/25*	250/40:400/25*	350/40:450/35
	80	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:550/25*	350/45:450/40
R 90	30	150/25*	200/25*	200/40:250/25*	250/45:600/25*
	40	150/25*	200/35:250/25*	250/35:350/25*	300/45:600/30
	50	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/45:400/25*	350/45:600/35
	60	150/40:250/25*	250/55:300/25*	300/45:550/25*	400/50:600/40
	70	200/35:250/25*	300/35:350/25*	350/45:600/35	550/50:600/45
	80	200/40:250/25*	300/40:500/25	350/50:600/40	550/65:600/55
R 120	30	150/40:200/25*	200/45:250/25*	250/40:400/25*	400/40:600/25*
	40	200/30:250/25*	250/25*	300/45:400/25*	400/50:600/30
	50	200/40:250/25*	250/35:300/25*	350/40:550/25*	550/45:600/40
	60	200/45:250/25*	250/45:400/25*	400/50:600/25*	550/60:600/50
	70	250/25*	350/35:450/25*	550/40:600/35	600/70
	80	250/35:300/25*	350/40:550/25*	550/50:600/45	(1)
R 180	30	200/50:250/25*	300/25*	350/45:450/25*	500/50:600/45
	40	250/25*	300/45:350/25*	450/45:550/25*	550/60:600/55
	50	250/30:300/25*	350/40:450/25*	450/50:600/40	600/70
	60	250/40:350/25*	350/50:500/25*	550/55:600/50	600/80
	70	300/45:400/25*	450/45:600/35	550/70:600/65	(1)
	80	350/40:450/25*	550/50:600/40	600/75	(1)
R 240	30	250/25*	350/40:400/25*	500/40:600/25*	550/70:600/60
	40	250/40:350/25*	400/50:450/25*	500/60:600/40	600/75
	50	350/30:400/25*	450/45:550/25*	550/55:600/50	(1)
	60	350/45:450/25*	500/50:600/35	600/70	(1)

**Б.7-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 1,0$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм) (жалғасы)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
	70	400/50:500/25*	500/60:600/45	(1)	(1)
	80	450/45:550/25*	550/60:600/50	(1)	(1)

* ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі.
(1) 600 мм асатын ен талап етіледі. Орнықтылықты әлдеқайда дәл бағалау талап етіледі.

**Б.8-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 1,0$; $e = 0,25$, $b \geq 100$ мм)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25
	40	150/25*	150/25*	150/25*	250/30:450/25*
	50	150/25*	150/25*	200/25*	300/35:500/25*
	60	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	400/40:550/25*
	70	150/25*	150/25*	250/35:300/25*	500/35:600/30
	80	150/25*	150/30:250/25*	300/35:500/25*	500/60:600/35
R 60	30	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
	40	150/25*	150/40:250/25*	250/40:500/25*	400/50:600/35
	50	150/25*	200/35:400/25*	300/40:600/25*	500/45:600/40
	60	150/30:200/25*	200/40:450/25*	400/40:600/30	550/40:600/40
	70	150/35:200/25*	240/40:550/25*	450/45:500/35	600/60
	80	200/30:250/25	300/40:550/25	500/50:600/40	600/80
R 90	30	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
	40	200/30:250/25*	200/50:400/25*	300/50:600/35	500/60:600/50
	50	200/35:300/25*	250/50:550/25*	400/50:600/40	600/55
	60	200/40:400/25	300/45:600/25*	500/50:600/45	600/70
	70	200/45:450/25*	300/50:600/35	550/55:600/50	(1)
	80	200/50:500/25*	400/50:600/35	600/55	(1)
R 120	30	200/40:250/25	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
	40	200/45:300/25*	300/40:500/25*	500/50:600/35	(1)

**Б.8-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 1,0$; $e = 0,25$, $b \geq 100$ мм) (жалғасы)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
	50	250/40:400/25*	400/40:550/25*	550/50:600/45	(1)
	60	250/50:450/25*	400/50:500/35	600/55	(1)
	70	300/40:500/25*	500/45:600/35	(1)	(1)
	80	300/50:550/25*	500/60:600/40	(1)	(1)
R 180	30	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
	40	300/40:450/25*	500/40:600/30	550/65:600/60	(1)
	50	400/40:500/25*	500/45:600/35	600/75	(1)
	60	400/45:550/25*	500/55:600/45	(1)	(1)
	70	400/50:600/30	500/65:600/50	(1)	(1)
	80	500/45:600/35	600/70	(1)	(1)
R 240	30	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)
	40	450/45:550/25*	500/55:600/40	600/80	(1)
	50	450/50:600/25*	500/65:600/45	(1)	(1)
	60	500/45:600/35	550/70:600/55	(1)	(1)
	70	500/50:600/40	600/75	(1)	(1)
	80	500/60:600/45	(1)	(1)	(1)
* ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі. (1) 600 мм асатын ен талап етіледі. Орнықтылықты әлдеқайда дәл бағалау талап етіледі.					

**Б.9-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 1,0$; $e = 0,5$, $b \geq 200$ мм)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	200/30:300/25*	500/30:550/25
	40	150/25*	150/25*	250/30:450/25*	500/40:600/30
	50	150/25*	150/30:200/25*	300/35:500/25*	550/35
	60	150/25*	200/30:250/25*	350/40:500/25*	550/50
	70	150/25*	200/30:300/25*	450/50:550/25*	(1)
	80	150/25*	250/30:350/25*	500/35:600/30	(1)

**Б.9-кесте – Тікбұрышты және дөңгелек қималы темірбетон бағаналар
арматурасының осіне дейінгі арақашықтық және минималды өлшемдер
($\omega = 1,0$; $e = 0,5$, $b \geq 200$ мм) (жалғасы)**

Отқа төзімділік шегі	λ	Минималды өлшемдер, мм (бағана ені $b_{\min}$ /арматураның осіне дейінгі арақашықтық а)			
		Өрт кезінде бағана бір тараптан аса қызады			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 60	30	150/25*	200/35:450/25*	350/40:600/30	550/45:600/40
	40	150/30:200/25*	200/40:500/25*	450/50:500/35	600/60
	50	150/35:250/25*	250/40:550/25*	500/40:600/35	600/80
	60	200/30:350/25*	300/40:600/25*	500/50:600/40	(1)
	70	250/30:450/25*	350/40:600/30	550/50:600/45	(1)
	80	250/55:500/25*	450/40:500/35	600/70	(1)
R 90	30	200/35:300/25*	250/50:550/25*	500/50:600/40	600/70
	40	200/40:450/25*	300/50:600/30	500/55:600/45	(1)
	50	200/45:500/25*	350/50:600/35	550/50	(1)
	60	200/50:550/25*	450/50:600/40	600/60	(1)
	70	250/45:600/30	500/50:600/45	600/80	(1)
	80	250/50:500/35	500/55:600/45	(1)	(1)
R 120	30	200/50:450/25*	450/45:600/25*	550/55:600/50	(1)
	40	250/50:500/25*	500/40:600/30	600/65	(1)
	50	300/40:550/25*	500/50:600/35	(1)	(1)
	60	350/45:550/25*	500/60:600/40	(1)	(1)
	70	450/40:600/30	550/60:600/50	(1)	(1)
	80	450/45:600/30	600/65	(1)	(1)
R 180	30	350/45:550/25*	500/45:600/40	600/80	(1)
	40	450/45:600/30	500/60:600/45	(1)	(1)
	50	450/50:600/35	500/70:600/55	(1)	(1)
	60	500/45:600/40	550/70:600/65	(1)	(1)
	70	500/50:600/40	600/75	(1)	(1)
	80	500/55:600/45	(1)	(1)	(1)
R 240	30	500/40:600/35	550/55:600/50	(1)	(1)
	40	500/50:600/40	550/65:600/55	(1)	(1)
	50	500/55:600/45	600/70	(1)	(1)
	60	500/60:600/45	(1)	(1)	(1)
	70	500/70:600/50	(1)	(1)	(1)
	80	550/60:600/55	(1)	(1)	(1)
* ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарын орындаумен қамтамасыз етіледі. (1) 600 мм асатын ен талап етіледі. Орнықтылықты әлдеқайда дәл бағалау талап етіледі.					

БИБЛИОГРАФИЯ

[1] ISO 834-1 Халықаралық стандарт. От сынақтары. Құрылыстық конструкциялардың элементтері 1-Бөлім. Жалпы талаптар.

ӘОЖ 624.0

МСЖ 91.080.01

Түйінді сөздер: темірбетон конструкциялары, отқа төзімділік, отқа төзімділік шегі, отқа төзімділіктің шектеулі күйі, өрт, өрт әсері, материалдардың сипаттамалары, кесте деректері, жылутехникалық есептеу, статикалық есептеу

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	V
1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	2
3 Предпосылки	3
3.1 Общие положения	3
3.2 Общие положения для несущих конструкций	4
3.3 Принципы расчета по предельным состояниям	5
3.4 Методы расчета огнестойкости	9
4 Термины и определения	14
5 Обозначения, сокращения и единицы измерений.....	28
5.1 Прописные буквы латинского алфавита.....	28
5.2 Строчные буквы латинского алфавита.....	29
5.3 Прописные буквы греческого алфавита.....	30
5.4 Строчные буквы греческого алфавита	31
5.5 Индексы.....	33
5.6 Единицы измерений	33
6 Воздействия	33
6.1 Механические воздействия	33
6.2 Температурные воздействия	44
7 Характеристики материалов	50
7.1 Общие данные	50
7.2 Характеристики бетона.....	51
7.3 Характеристики арматуры.....	58
8 Упрощенные методы расчета.....	63
8.1 Общие сведения.....	63
8.2 Метод изотермы 500 °С	65
8.3 Зонный метод.....	69
8.4 Воздействия по теории второго рода	72
9 Общие методы расчета	81
10 Табличные данные	83
10.1 Принципы и правила.....	83
10.2 Колонны	87
10.3 Стены.....	91
10.4 Растянутые элементы.....	92
10.5 Балки.....	92
10.6 Плиты	98
11 Конструктивные требования	111
11.1 Высокопрочный бетон	111
11.2 Хрупкое разрушение	112
12 Огневые испытания.....	113

Приложение А (<i>информационное</i>) Температурные профили.....	116
Приложение Б (<i>информационное</i>) Потеря устойчивости колонн при пожаре.....	125
Библиография	138

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое пособие подготовлено республиканским государственным предприятием «Казахский научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт сейсмостойкого строительства и архитектуры» (РГП «КазНИИССА»).

В настоящем нормативно-техническом пособии приведены:

- Принципы и правила проектирования железобетонных конструкций с учетом обеспечения их огнестойкости с учетом выполнения ими своих функций при пожаре, содержащиеся в Разделах 1-6 СН РК EN 1992-1-2:2004/2011;

- положения, развивающие принципы и правила, приведенные в Разделах 1-6 СН РК EN 1992-1-2:2004/2011;

- примеры, иллюстрирующие применение положений Разделов 1-6 СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 в практике проектирования.

При разработке настоящего нормативно-технического пособия, помимо положений СН РК EN 1992-1-2:2004/2011, учтены:

- положения Национального Приложения к СН РК EN 1992-1-2:2004/2011;

- соответствующие положения СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы строительного проектирования»;

- соответствующие положения СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-2. Общие воздействия. Воздействия на конструкции при пожарах»;

- соответствующие положения СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий».

- некоторые общепризнанные положения теории огнестойкости зданий, сооружений, строительных конструкций и материалов, дополняющие требования СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 и не противоречащие им.

Настоящее нормативно-техническое пособие предназначено для инженерно-технических работников проектных организаций, научных работников, заказчиков проектной продукции, преподавателей и студентов высших учебных заведений.

Вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ
ОГНЕСТОЙКОСТИ**

DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES. STRUCTURAL FIRE DESIGN

Дата введения - 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Нормативно-техническое пособие «Проектирование железобетонных конструкций с учетом огнестойкости» (далее – пособие) распространяется на проектирование зданий и гражданских сооружений из железобетона, устанавливает принципы и требования обеспечения безопасности конструкций в случае пожара. В пособии детализируются и разъясняются виды воздействий пожара, расчеты несущей и ограждающей способности конструкций при пожаре, в соответствии с принципами и правилами СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 и СН РК EN 1992-1-2:2004/2011.

Разработанное пособие распространяется на железобетонные конструкции, применяемые в зданиях с соответствующими их назначению пожарными нагрузками, которые при пожаре должны выполнять регламентируемые функции:

- предотвращение преждевременного разрушения конструкции (несущая функция);
- ограничение распространения пожара (пламени, продуктов горения, теплового потока) за границы установленных зон (ограждающая функция).

Пособие не распространяется:

- на железобетонные конструкции с использованием гладкой арматуры;
- на железобетонные конструкции, выполненные с применением бетона без мелкого заполнителя, газобетона, бетона с особо тяжелым заполнителем или содержащего стальные сечения (сталежелезобетонные конструкции);
- на железобетонные конструкции с внешним предварительным напряжением;
- на железобетонные конструкции в виде оболочки;
- для специальных типов зданий и инженерных сооружений (например, высотных зданий, путепроводов, мостов, плотин, емкостей под давлением, плавучих буровых платформ или резервуаров).

Методы, приведенные в настоящем пособии, применимы для нормального бетона классов прочности до С90/105 включительно; с использованием горячекатаной, холоднодеформированной, термомеханически упрочненной арматуры (проволоки, канатов) без предварительного напряжения и с предварительным напряжением (механическим либо термическим).

Издание официальное

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего нормативно-технического пособия необходимы следующие ссылочные нормативные документы. Для датированных ссылок применяют только указанное издание ссылочного нормативного документа, для недатированных ссылок применяют последнее издание ссылочного документа (включая все его изменения):

Технический регламент «Общие требования к пожарной безопасности» утвержденный постановлением Правительства Республики Казахстан от 16 января 2009 года № 14.

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.

СН РК EN 1990:2002+A1:2005 Основы проектирования несущих конструкций.

СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Собственный вес, постоянные и приложенные нагрузки на здания.

СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-2. Общие воздействия. Воздействия на конструкции при пожарах.

СН РК EN 1991-1-3:2003/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки.

СН РК EN 1991-1-4:2005/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия.

СН РК EN 1991-1-7:2006/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия. Аварийные воздействия.

СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости.

СН РК EN 1993-1-2:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-2. Общие правила проектирования конструкции с учетом воздействия пожара.

СН РК EN 1994-1-2:2005/2011 Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости.

СТ РК EN 10080 Арматура для железобетонных конструкций. Сварная арматура. Общие положения.

СТ РК ИСО 9001-2009 Системы менеджмента качества. Требования.

EN 1168* Precast concrete products. Hollow core slabs (Сборные железобетонные изделия. Плиты пустотные).

EN 10138* (все части) Напрягаемая арматура.

Примечание – При пользовании настоящим нормативно - техническим пособием целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и

* Применяется в соответствии с СТ РК 1.9

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 ПРЕДПОСЫЛКИ

3.1 Общие положения

3.1.1 Цели проектирования, оговоренные в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 и СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 и, соответственно, в настоящем пособии, достигаются при выполнении следующих условий:

- выбор конструктивной схемы и проектирование несущей конструкции, в том числе выбор расчетного сценария пожара производится (произведено) опытными, квалифицированными специалистами, в соответствии с современным уровнем развития техники и опыта проектирования;
- строительство осуществляется (осуществлено) персоналом, имеющим соответствующую подготовку и опыт;
- надзор и контроль качества выполняется (выполнялся) на всех этапах строительства, включая проектирование, изготовление и монтаж несущих конструкций;
- применение строительных материалов и изделий производится (произведено) в соответствии с требованиями настоящего пособия, либо в соответствии с требованиями стандартов на производство работ, материалы и изделия;
- несущие конструкции поддерживаются (поддерживались) надлежащим образом в исправном состоянии;
- несущие конструкции применяются (применялись) согласно проектной документации (в соответствии с техническим заданием на проектирование).

Примечание – Перечисленные условия подтверждаются наличием соответствующих документов, например, лицензии (разрешения) на проектирование/строительство.

3.1.2 [п.2.5(1) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011] Для создания сооружения, соответствующего требованиям и предпосылкам, принятым при проектировании, следует проводить соответствующие мероприятия по обеспечению качества. Данные мероприятия включают:

- определение требований к надежности;
- организационные мероприятия;
- контроль на этапе проектирования, производства работ, в процессе эксплуатации и технического обслуживания.

Примечания

1 Допускается для мероприятий по обеспечению менеджмента качества применять СТ РК ИСО 9001-2009.

2 Контроль качества позволяет повысить точность изготовления конструкций, что позволяет в некоторых случаях снизить нормативные коэффициенты безопасности.

3.2 Общие положения для несущих конструкций

3.2.1 В соответствии с 2.1(3)Р СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, 1.1.2(3)Р и 2.1.1(1)Р СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 несущие железобетонные конструкции следует проектировать и строить таким образом, чтобы они сохраняли свою несущую (ограждающую) способность при пожаре на требуемый промежуток времени.

Примечание – В соответствии с Техническим регламентом «Общие требования к пожарной безопасности» (Приложения 4 и 5), несущая (ограждающая) способность при пожаре обеспечивается соответствием конструкций требуемым значениям пределов огнестойкости, выражаемых во времени стандартного огневого воздействия. Допускается проектировать конструкции с учетом воздействия температурных режимов пожара (параметрических либо общих – в соответствии с Пунктом 5.1.4 (3) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, Пунктом 2.1.3 СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 и Пунктом 3.3 СН РК EN 1991-1-2:2002/2011), отличных от стандартного, при этом несущая способность должна быть обеспечена на всю продолжительность пожара, включая стадию охлаждения (см. также Пункт 2.1.3(1) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011).

3.2.2 Несущая способность при пожаре R представляет собой резерв (остаток) несущей способности строительной конструкции (см. также Пункт 2.1.2(2) СН РК EN 1992-1-2:2002/2011), исчерпываемый при огневом воздействии на конструкцию за счет уменьшения (деструкции) сечения, и/или изменения характеристик материалов. Для стандартного огневого воздействия несущая способность при пожаре может также называться «предел огнестойкости» и определяться временем (в минутах) до наступления нормируемых критериев (предельных состояний) огнестойкости – R_{30} , R_{60} , R_{150} и т.п.

3.2.3 В соответствии с 2.1(4)Р СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, несущую конструкцию следует проектировать и строить таким образом, чтобы при наступлении таких событий как пожар (взрыв), удар или механический отказ не возникали непропорциональные события. Непропорциональные события определяются превышением нормируемого значения индивидуального пожарного риска и превышением экономических потерь от последствий по сравнению с затратами на их предотвращение (относительно методов оценки риска см. СН РК EN 1991-1-7:2006/2011).

С учетом малой вероятности таких событий как пожар (взрыв), удар или механический отказ, их одновременную реализацию допускается не учитывать.

3.2.4 Возможное повреждение следует ограничить или исключить проведением соответствующего мероприятия (согласно п.2.1(5)Р СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011):

- предотвращение, исключение или снижение опасностей, которым может быть подвергнута несущая конструкция (снижение вероятности наступления пожара либо снижение (исключение) горючих веществ и материалов вблизи конструкций);

- применение такого вида несущей системы, которая была бы мало восприимчива к возможным опасностям (например, применение там, где это возможно, каменных конструкций – наименее восприимчивых к пожару материалов);

- применение такого вида несущей системы и ее строительное исполнение, чтобы выход из строя отдельного элемента конструкции или ограниченной части несущей конструкции вследствие повреждения не приводил к полному отказу всей несущей конструкции (применение статически неопределимых элементов, способных к восприятию действующих нагрузок при переходе в статически определимые вследствие возникновения пластических шарниров в поперечных сечениях);

- по возможности, исключение несущих систем, которые могут полностью выйти из строя без предварительных проявлений начинающегося разрушения (проектирование с возможностью «плавного» разрушения при наступлении предела текучести в арматуре, избегая хрупкого разрушения по бетону);

- надежное соединение несущих элементов.

3.2.5 Если существует вероятность взрыва, предотвращение, исключение или снижение опасностей, которым может быть подвергнута несущая конструкция, достигается применением следующих мероприятий в соответствии с 5.2(1) СН РК EN 1991-1-7:2006/2011:

- исключение либо ограничение обращающейся в помещении массы пыли, газа или пара;

- снижение процентного содержания пыли, газа или пара в воздухе ниже концентрационных пределов воспламенения;

- исключение либо ограничение источника возгорания;

- проектирование размера, формы и прочности ограждений, устойчивых к воздействию взрыва;

- применение проемов и клапанов для сброса давления.

Примечание – В соответствии с 2.2(2) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 указанные риски должны учитываться при создании общей концепции безопасности.

3.3 Принципы расчета по предельным состояниям

3.3.1 Проектирование несущих конструкций производится путем сопоставления параметров проектных решений параметрам расчетных воздействий (расчетной ситуации – см. 3.3.5 настоящего пособия). Следует подтвердить расчетом, что при применении соответствующих расчетных значений для воздействий (в том числе пожара), показателей строительных материалов или показателей изделий и элементов конструкции, а также геометрических размеров в данных моделях, не происходит превышение предельного состояния (п.3.5(2)Р СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011). В зависимости от значимости указанных параметров различают требования по критическим предельным состояниям (предельным состояниям по несущей способности) и предельным состояниям по эксплуатационной пригодности (п.3.1(1)Р СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011).

Примечания

1 Указанные требования разработаны преимущественно для нормальных условий эксплуатации. Однако они также используются для оценки несущей способности при пожаре. С точки зрения огнестойкости несущая способность R оценивается, как правило, по требованиям к предельному состоянию несущей способности (1 группа предельных состояний), однако параметры воздействий и характеристики

материалов принимаются преимущественно как для предельного состояния эксплуатационной пригодности (2 группа предельных состояний). В некоторых случаях (например, при сертификационных огневых испытаниях) оценка несущей способности при пожаре производится по аналогии с предельным состоянием эксплуатационной пригодности – путем измерения предельной деформации конструкции (см. также 2.1.1(3)Р СН РК EN 1992-1-2:2002/2011).

2 В советских нормативных документах и их последователях широко применяется понятие «предельное состояние по огнестойкости» (как общее название обозначений R , E , I). В рамках Еврокодов (в том числе настоящего пособия) эти понятия определены как функции: R – функция несущей способности конструкции (способность воспринимать усилие либо момент по времени воздействия пожара); EI – функция огнезащитной способности (зависимость толщины конструкции от времени воздействия пожара, достаточного для воспламенения материалов с необогреваемой стороны конструкции). Поэтому в настоящем пособии понятие «предельное состояние» используется только для обозначения требований к оценке несущей способности (при пожаре).

3.3.2 Вид предельного состояния является определяющим при выборе либо обосновании модели несущей конструкции (см. также Пункт 3.3.8 настоящего пособия). В соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (3.3(1)Р), предельные состояния, которые обеспечивают безопасность людей и сооружения за счет предотвращения аварий несущих конструкций при пожаре, классифицируют как критические предельные состояния (предельные состояния по несущей способности). Предельные состояния, которые обеспечивают функции несущей конструкции или одной из ее частей при нормальных условиях эксплуатации или хорошее самочувствие пользователей, или внешний вид строения, классифицируют в соответствии с п.3.4(1)Р СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 как предельные состояния по эксплуатационной пригодности.

Примечания

1 Под «внешним видом» в связи с эксплуатационной пригодностью, следует понимать большие прогибы и недопустимое трещинообразование.

2 При оценке огнестойкости допускается использовать методы, основанные на требованиях к эксплуатационной пригодности (предельные деформации). Такой подход используется преимущественно в сертификационных огневых испытаниях по оценке огнестойкости.

3.3.3 К критическим предельным состояниям (предельным состояниям по несущей способности) для аварийной расчетной ситуации (пожара) в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (3.3(4)Р) относят:

а) потерю устойчивости несущей конструкции (ее части), рассматриваемой как жесткая система;

б) отказ из-за чрезмерной деформации либо перехода конструкции (его части) в кинематическое состояние, в состояние разрушения или нестабильное положение.

Примечания

1 Отказ из-за чрезмерной деформации рассматривается как отказ в связи с потерей механической стабильности. Это, как правило, выражается в образовании пластического шарнира и переходе конструкции (статически определимой) в кинематическое состояние – разрушение.

2 Предельные состояния, относящиеся к эксплуатационной пригодности, в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (3.4(2)Р) могут быть обратимыми и необратимыми. Необратимые

предельные состояния выходят за рамки настоящего пособия и в относятся к такому понятию как огнесохранность – способность сохранять свои функции после пожара.

3.3.4 К предельным состояниям эксплуатационной пригодности для аварийной расчетной ситуации (пожара) в соответствии с Пунктом 3.4(3) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 относят:

- а) деформации и смещения, которые влияют на функции несущей конструкции или вызывают повреждения огнезащитных облицовок, покрытий или ненесущих огнезащитных элементов конструкции;
- б) повреждения, которые предположительно отрицательно влияют на функциональную способность несущей конструкции.

Примечание – Расчет деформации несущей конструкции производится, если этого требуют применяемые для ограждающих конструкций способы защиты или критерии проектирования. Учет деформации несущей конструкции не требуется в следующих случаях:

- эффективность способов защиты определена согласно настоящему пособию;
- ограждающие конструкции спроектированы с учетом номинальных воздействий при пожаре.

3.3.5 При проектировании сооружения с учетом аварийной расчетной ситуации пожара в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.4.1(1)P) необходимо проверять следующие критические предельные состояния:

- а) EQU: потеря статического равновесия сооружением или любой его части, рассматриваемых как жесткое тело, для которого:
 - незначительные изменения значения или пространственного распределения постоянных воздействий одинакового происхождения, являются значимыми; и
 - прочность материалов конструкций или основания, как правило, не являются определяющими;
- б) STR: отказ по внутренней причине или в результате чрезмерных деформаций сооружения или его конструктивных элементов, включая фундаменты, сваи, стены подвалов и т.д., для которых прочность строительных материалов и основания является определяющей.

3.3.6 Совокупность параметров воздействий (в случае пожара – одновременно тепловых и механических) принято называть расчетной ситуацией. В соответствии с п.3.2(2)P СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, различают постоянные, переходные, аварийные и сейсмические расчетные ситуации.

Примечания

1 Пожар в соответствии с п.2.1(3)P СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 относится к аварийным расчетным ситуациям (аварийным воздействиям).

2 Оценка огнестойкости, таким образом, сводится к оценке несущей способности по критическим предельным состояниям (в некоторых случаях – предельным состояниям эксплуатационной пригодности) с учетом характеристик воздействий и материалов, принятых для аварийной расчетной ситуации.

3.3.7 В расчетах несущей способности при аварийной расчетной ситуации (пожаре), в соответствии с п.3.5(4) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, следует применять частные коэффициенты безопасности. Частные коэффициенты безопасности учитывают

возможные отклонения в значениях воздействий либо характеристиках материалов исходя из геометрических отклонений и уровня производства и контроля.

Примечания

1 Учитывая, что пожар – достаточно редкое событие – частные коэффициенты безопасности для расчета несущей способности при пожаре принимаются равными 1,0.

2 Оценка геометрических отклонений и уровня производства и контроля согласно п.А.1(1) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 должны проводиться согласно ENV 13670.

3.3.8 [п.3.1(2) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011] Допускается не производить расчеты по одному из предельных состояний, если имеющиеся данные показывают, что пропущенная проверка удовлетворится проведенными расчетами.

Примечание – Несущая способность большинства изгибаемых конструкций постоянного сечения вдоль пролета определяется сопротивлением среднего сечения максимальному изгибающему моменту. Оценка сопротивления всех остальных сечений может не проводиться.

3.3.9 [п.3.5(1)Р СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011] Расчет по предельным состояниям следует выполнять с помощью расчетных моделей сооружений и воздействий, соответствующих рассматриваемым предельным состояниям.

Примечания

1 В рамках оценки огнестойкости в качестве воздействия (расчетной ситуации) также понимается тепловое воздействие пожара. В качестве модели в данном случае выступает один из видов температурно-временной зависимости согласно СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 (Раздел 3) (подразделу 6.2 настоящего пособия).

2 Расчетная модель сооружения (конструкции) должна соответствовать требованиям СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (Раздел 5).

3.3.10 В соответствии с п.3.5(9) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 моделями несущей конструкции и воздействий могут быть действительные физические модели или виртуальные (компьютерные) математические модели. Граничные условия следует применять таким образом, чтобы они соответствовали фактическим условиям работы сооружения.

3.3.11 Для применяемых расчетных ситуаций следует определить (в соответствии с требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.4.3) либо Раздела 6 настоящего пособия) расчетные комбинации нагрузок (расчетное воздействие пожара – см. 6.2 настоящего пособия). Расчеты следует производить для всех основных расчетных ситуаций и расчетных случаев нагрузки.

Примечание – В рамках оценки огнестойкости для всех видов основных расчетных ситуаций, как правило, выбирается только один вид огневого воздействия согласно п.3.2 СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 и Пункту 6.33 настоящего пособия. Виды основных расчетных ситуаций различаются только вариантами приложения силовых воздействий.

3.4 Методы расчета огнестойкости

3.4.1 Соответствие несущей конструкции требованиям по огнестойкости должно осуществляться на основании анализа всей несущей конструкции, участков несущей конструкции или ее элементов, с применением табличных, расчетных или опытных данных.

3.4.2 В соответствии с Рисунком 1, п.4.1(1)Р СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 применяются следующие методы расчета огнестойкости:

- конструирование согласно признанным проектным решениям (табличные данные или результаты испытаний) (см. Раздел 9);
- упрощенные методы расчета для конструкций установленного типа (см. Раздел 7 настоящего пособия);
- общие методы расчета для имитации работы конструкций, частей конструктивной системы или конструктивной системы в целом (см. Раздел 8 настоящего пособия).

Примечание – При использовании расчетных методов необходимо обеспечить конструктивные требования согласно Разделу 10 настоящего пособия.

3.4.3 Область применения методов расчета огнестойкости ограничена типом расчетного воздействия пожара и сложностью расчетной схемы. Различают номинальные и параметрические температурные режимы (см. 6.2 настоящего пособия). Сложность расчетной схемы обусловлена граничными условиями в местах сопряжения конструкции либо ее элементов. В соответствии с СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (Рисунок 1) для расчетов принимают:

- отдельные (сборные, свободно опертые) конструкции;
- часть конструктивной системы (монолитные, сборно-монолитные, статически неопределимые) конструкции;
- конструктивную систему в целом (каркас здания).

Примечание – Номинальные температурные режимы пожара (стандартный температурный режим) используются преимущественно в нормативной практике предписывающего характера (prescriptive design). Более современная, нормативная практика целевого проектирования (performance-based design), предполагает использование более приближенного к реальной обстановке, физически обоснованного параметрического температурного режима.

3.4.4 Для отдельных конструкций в соответствии с Пунктом 3.4.3 настоящего пособия:

- а) применимы все методы расчетов согласно Пункту 3.4.2 настоящего пособия;
- б) учитываются только результаты температурных деформаций вследствие температурных градиентов в сечении, нормальном к продольной оси конструкции. Результатами осевых или плоскостных температурных расширений можно пренебречь;
- в) граничные условия на опорах и краях конструкции, принятые в момент времени $t = 0$, при пожаре считаются неизменными.

3.4.5 Для части конструктивной системы в соответствии с Пунктом 3.4.3 настоящего пособия:

а) применимы упрощенные (для номинального и параметрического режима пожара) либо общие (для параметрического режима пожара) методы расчета согласно Пункту 3.4.2 настоящего пособия;

б) реакции опор, внутренние силы и моменты на краях части конструктивной системы могут быть приняты из анализа конструкций при нормальной температуре;

в) деление конструктивной системы на части производится на основании анализа возможных температурных расширений и деформаций, таким образом, чтобы их взаимодействие можно было оценить при помощи независимых от времени граничных условий и схемы опирания в течение всей продолжительности пожара;

г) расчет части анализируемой при пожаре конструктивной системы должен включать обоснование принятой схемы разрушения, характеристик материалов в зависимости от температуры их нагрева, жесткости конструкции, результатов температурных расширений и деформаций (непрямые воздействия пожара);

д) граничные условия на опорах, силы и моменты на краях части конструктивной системы, принятые в момент времени t равный 0, при пожаре считаются неизменными.

3.4.6 Для конструктивной системы в целом (здания) в соответствии с Пунктом 3.4.3 настоящего пособия:

а) применимы общие методы расчета согласно Пункту 3.4.2 настоящего пособия;

б) общий анализ конструктивной системы при пожаре должен включать обоснование принятой схемы разрушения, характеристики материалов в зависимости от температуры их нагрева, жесткости конструкций, результатов температурных расширений и деформаций (непрямые воздействия пожара).

3.4.7 Расчет огнестойкости в соответствии с п.2.1(1) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011, включает следующие этапы:

- выбор возможных расчетных сценариев пожара;
- определение соответствующих расчетных пожаров;
- расчет повышения температуры в конструкциях (теплотехнический расчет);
- расчет механических характеристик конструкций при пожаре (статический расчет).

Примечание – Выбор расчетных сценариев пожара и определение расчетного пожара в большинстве случаев не производится, если используется стандартный пожар.

3.4.8 [п.2.1(2) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011] Расчет огнестойкости включает использование воздействий для теплотехнического и статического расчета.

3.4.9 Поведение несущей конструкции при пожаре в соответствии с п.6.4.3.3(4) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 следует рассчитывать совместно с косвенными эффектами термического воздействия при пожаре. Расчетные значения косвенных воздействий пожара обозначаются $A_{ind,d}$ и определяются на основании соответствующего воздействия пожара и расчетных значений теплотехнических и механических характеристик материалов. Косвенные эффекты в соответствии с п.4.1(2) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 включают:

– ограниченное температурное расширение самой конструкции (например, колонн многоэтажных каркасных конструктивных систем с жесткими стенами);

- отличающееся температурное расширение в статически неопределенных конструкциях (например, неразрезных плитах перекрытия);
- температурные градиенты в поперечных сечениях, вызывающие внутренние напряжения;
- температурное расширение примыкающих конструкций (например, смещение верхней части колонны вследствие расширения перекрытия или расширение присоединенных тросов);
- температурное расширение конструкции, воздействующее на другие конструкции за пределами пожарного отсека.

Примечание – В соответствии с п.4.1(4) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 косвенные воздействия могут не учитываться при использовании стандартного температурного режима пожара.

3.4.10 Зависящие от времени и нагрузки характеристики конструкции в соответствии с п.2.2(3) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 не должны учитываться в момент, предшествующий аварийной ситуации.

Примечание – Это прежде всего касается понятий усталости и ползучести материалов.

3.4.11 Расчетный пожар для каждого сценария расчетного пожара в пожарной секции (отсеке) должен быть оценен согласно данным 6.2 настоящего пособия. Если для конструкций национальные нормы (см. Примечание – к п.3.2.1 настоящего пособия) устанавливают требования по огнестойкости (предел огнестойкости во временных значениях), то в соответствии с п.2.3(3) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 в качестве расчетного принимается стандартный температурный режим пожара.

3.4.12 При выполнении теплотехнического расчета отдельной конструкции в соответствии с п.2.4(1)Р СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 должно быть указано положение расчетного пожара по отношению ней.

3.4.13 [п.2.4(4) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011] В зависимости от выбранного расчетного пожара используются следующие методы теплотехнического расчета:

- при использовании номинального (стандартного) температурного режима теплотехнический расчет отдельной конструкции производится для установленного периода времени без учета фазы охлаждения;
- при моделировании пожара теплотехнический расчет отдельной конструкции производится для полной продолжительности пожара, включая фазу охлаждения.

3.4.14 Статический и теплотехнический расчет в соответствии с п.2.5(1)Р СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 должны производиться совместно для одних и тех же значений времени огневого воздействия.

3.4.15 В соответствии с п.5.1.4(5) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 для упрощения расчета допускается:

- принимать распределение температуры по сечению или с перепадами температур по сечению и вдоль элементов конструкции, или равномерным;

– проводить исследование отдельных элементов конструкции при воздействии пожара отдельно или во взаимодействии с другими элементами всей несущей конструкции (см. также рисунок 1 СН РК EN 1991-1-2:2002/2011).

Поведение элементов конструкции при повышенных температурах следует принимать как нелинейное.

3.4.16 В соответствии с п.2.4.1(6)Р СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 проектирование и расчет могут проводиться в сочетании с испытаниями, или комбинации испытаний и расчетов.

Примечание – Испытания могут быть необходимы при следующих обстоятельствах:

- при отсутствии соответствующих моделей;
- при отсутствии либо не соответствии характеристик материалов;
- при применении типовых элементов конструкции;
- при необходимости проверки допущений при проектировании.

3.4.17 Испытания следует проводить таким образом, чтобы их результатами подтверждалась требуемая надежность применяемой расчетной ситуации. При этом в соответствии с п.5.2(2)Р СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 необходимо учитывать статистическую погрешность вследствие ограниченного числа испытаний.

Примечание – Тем не менее, в соответствии с данными ISO 834-1 и ISO 834-3, для оценки огнестойкости полномасштабной конструкции требуется от 1 до 3 образцов.

3.4.18 Огнестойкость в соответствии с п.2.5(2) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 подтверждается выполнением следующих условий по Формулам (2.1)-(2.3) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011:

– во временных параметрах

$$t_{fi,d} \geq t_{fi,requ}; \quad (3.1)$$

– в прочностных параметрах

$$R_{fi,d,t} \geq E_{fi,d,t}; \quad (3.2)$$

– в температурных параметрах

$$\theta_d < \theta_{cr,d}, \quad (3.3)$$

где $t_{fi,d}$ – расчетный предел огнестойкости;

$t_{fi,requ}$ – требуемый предел огнестойкости;

$R_{fi,d,t}$ – расчетное сопротивление элемента при пожаре в момент времени t ;

$E_{fi,d,t}$ – расчетный результат воздействия при пожаре в момент времени t ;

θ_d – расчетная температура материала;

$\theta_{cr,d}$ – расчетная критическая температура материала.

3.4.19 Железобетонные (бетонные) конструкции, формирующие ограждение пожарных секций (отсеков) (выполняющих роль противопожарных стен и перегородок), включая стыки, должны быть спроектированы и изготовлены таким образом, чтобы сохранять их ограждающую способность в течение нормируемой продолжительности регламентируемых воздействий при пожаре. В соответствии с 2.1.1(2)Р СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 это обеспечивается следующим:

- не происходит потеря целостности E ;
- не происходит потеря теплоизоляционной способности I ;
- ограничено тепловое излучение от необогреваемой поверхности.

3.4.20 Для строительных конструкций (элементов) в зависимости от их роли в случае пожара устанавливаются определенный набор функций при пожаре – R , E и I :

- для ограждающих конструкций: ограждающая функция E и, если требуется, теплоизолирующей способности I ;
- для несущих конструкций: функция несущей способности R ;
- для ограждающих и несущих конструкций: функция несущей и ограждающей способности R , E и, если требуется, функция теплоизолирующей способности I .

Примечание – Предел огнестойкости, соответствующий предельному значению функции теплоизолирующей способности I для номинального (стандартного) режима пожара, считается обеспеченным, если температура необогреваемой поверхности в течение нормируемой продолжительности стандартного пожара повышается в среднем не более чем на $140\text{ }^{\circ}\text{C}$ и в любой точке этой поверхности – не более чем на $180\text{ }^{\circ}\text{C}$ (относительно начальной температуры окружающей среды $20\text{ }^{\circ}\text{C}$).

Для параметрического режима пожара:

- на протяжении фазы нагрева до момента достижения максимальной температуры среды (газов) в помещении температура необогреваемой поверхности повышается в среднем не более чем на $140\text{ }^{\circ}\text{C}$, в любой точке этой поверхности – не более чем на $180\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- на протяжении фазы затухания температура необогреваемой поверхности повышается в среднем не более чем на $200\text{ }^{\circ}\text{C}$, в любой точке этой поверхности – не более чем на $240\text{ }^{\circ}\text{C}$.

3.4.21 Для всех строительных железобетонных конструкций противопожарное проектирование, должно быть основано только по результатам проведенных испытаний на огнестойкость, соответствующих требованиям национальных, межгосударственных, международных стандартов, разрешенных для применения на территории РК и нормативных документов в области пожарной безопасности, утвержденных в установленном порядке.

3.4.22 Пределы огнестойкости (предельные состояния по огнестойкости) строительных железобетонных конструкций, аналогичных по форме, материалам и конструктивному исполнению, прошедших огневые испытания, допускается определять расчетно-аналитическими методами как альтернатива проектированию без учета результатов испытаний на огнестойкость.

3.4.23 При проектировании допускается применять результаты расчетно-аналитических методов и огневых испытаний строительных конструкций на огнестойкость.

Примеры

1 (к 3.4.12) Для балок наиболее характерным является трехстороннее воздействие пожара, для колонн в зависимости от расположения примыкающих стен и перегородок – одно-, двух-, трех- и четырехстороннее. Для стен наиболее опасным является одностороннее воздействие пожара. Для плит наиболее характерным является одностороннее воздействие пожара.

2 (к 3.4.18) Для железобетонных конструкций могут применяться и одновременно три перечисленных условия. Например, для железобетонной колонны требуемый предел огнестойкости составляет R_{60} . Фактический предел огнестойкости (по расчету) должен составлять не менее указанного значения, например, R_{90} . Очевидно, что это соответствует Формуле (3.1). В то же время, с целью упрощения расчета удобно воспользоваться также Формулой (3.3) и оценить прочность колонны только на заданное время (60 минут) стандартного огневого воздействия. Для железобетонных конструкций прочность при пожаре удобно оценивать методом критической температуры (в большинстве случаев – $500\text{ }^{\circ}\text{C}$). Очевидно, что если арматура к заданному моменту времени (60 минут) не нагрелась до критической температуры, выполняются последовательно Формулы (3.3), (3.2) и (3.1).

4 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем пособии применяются следующие термины с соответствующими определениями:

4.1 Строение (structure): Все, что строится или является результатом строительных работ (строительная система надземного и (или) подземного типа, в состав которого входят помещения, предназначенные, в зависимости от функционального назначения, для пребывания или проживания людей и размещения технологических процессов).

Примечание – Данный термин подразумевает как здания, так и инженерные сооружения. Термин относится к законченному строению, которое содержит конструктивные (несущие), неконструктивные (ненесущие), а также геотехнические элементы (фундамент).

4.2 Тип здания или инженерного сооружения (type of building or civil engineering works): Определяется исходя из функционального назначения здания или сооружения, например, жилой дом, подпорная стена, промышленное здание, дорожный мост.

Примечание – Вид строения может быть использован для определения силовых и температурных (пожарных) воздействий на конструкции, в том числе коэффициентов, без дополнительных расчетов.

4.3 Тип конструкции (type of construction): Определяется исходя из вида материалов, применяемых для изготовления конструкции, например, железобетонная конструкция, стальная конструкция, деревянная конструкция, каменная конструкция, сталебетонная составная конструкция.

Примечание – В настоящем пособии рассматриваются только железобетонные конструкции.

4.4 Метод строительства (method of construction): Способ возведения строения, например, из монолитного бетона, из конструкций заводского изготовления, кантилеверный (применяется при строительстве мостов).

Примечание – Способ возведения конструкций во многом определяет их расчетную схему (модель): конструкции заводского изготовления в основном представляют собой шарнирно закрепленные элементы, например, свободно опертые плиты; монолитные (либо сборно-монолитные) конструкции в основном представлены многократно статически неопределимыми конструкциями.

4.5 Строительный материал (construction material): Материал, применяемый для строительства, например, бетон, сталь, древесина, кирпич.

4.6 Конструкция (сооружение) (structure): Предусмотренная комбинация взаимосвязанных конструктивных элементов, предназначенных для восприятия нагрузок и обеспечения адекватной жесткости.

4.7 Конструктивный элемент (structural member): 1. Физически различимая часть конструкции, например, колонна, балка, плита, фундаментная свая. 2. Несущий элемент конструктивной системы, включая связи.

4.8 Отдельная конструкция (member): Основной элемент конструктивной системы, который можно рассматривать отдельно с учетом граничных условий и схемы опирания (например, балка, колонна, а также сборные конструкции, такие как фермы и т.д.).

4.9 Несущее строительное изделие (structural element): К несущим строительным изделиям относятся фундамент, колонна, в мостах – опора, плита полотна дороги и несущие элементы, например, канаты.

4.10 Ненесущее строительное изделие (non structural element): К ненесущим строительным изделиям относятся дополнительные отделки, покрытия и облицовки, соединяемые с несущим изделием, включая дорожные покрытия и ограждения, а также оборудование и механические устройства, стационарно соединенные с несущим изделием.

4.11 Перегородка (partition): Ненесущая стена.

4.12 Временная перегородка (movable partition): Ненесущая стена, которую можно передвинуть, установить в другом месте или демонтировать.

4.13 Конструктивная форма сооружения (form of structure): Определяется расположением конструктивных элементов.

Примечание – Конструктивные формы сооружений – это, например, рамы, подвесные мосты.

4.14 Часть конструктивной системы (part of structure): Отдельная часть конструктивной системы с соответствующими граничными условиями и схемой опирания.

4.15 Конструктивная система (structural system): Несущие элементы здания или инженерного сооружения, объединенные определенным способом для совместной работы.

4.16 Модель сооружения (structural model): Идеализированная схема сооружения, применяемая при проектировании в расчетах и расчетных проверках.

Примечание – Модель несущей конструкции представляет собой упрощенное восприятие геометрии для упрощения расчетных процедур без значимой потери точности – например, плиты в расчете представляются в виде балок, колонны – в виде стержней.

4.17 Строительство (execution): Все виды деятельности по строительству здания или сооружения, включая приобретение строительных материалов, контроль и разработку соответствующей документации.

Примечание – Термин подразумевает все работы на строительной площадке, включая изготовление изделий, как на ее территории, так и за пределами.

4.18 Удельный вес (bulk weight density): Вес единицы объема материала, включая микро- и макропустоты и поры.

Примечание – В разговорной практике применяется термин «плотность», относящийся к массе на единицу объема.

4.19 Критерии расчета (design criteria): Количественные показатели, описывающие условия, которые должны быть выполнены для каждого предельного состояния.

Примечание – Предельные состояния более подробно рассмотрены в подразделе 3.3 настоящего пособия. С точки зрения расчета огнестойкости в качестве критериев принимают в основном разрушение конструкции либо достижение критической температуры.

4.20 Расчетные ситуации (design situations): Совокупность физических условий, моделирующих реальные условия, встречающиеся в определенном интервале времени, для которого расчеты должны показать, что соответствующие предельные состояния не превышены.

Примечание – Пожар относят к аварийным расчетным ситуациям.

4.21 Постоянная расчетная ситуация (persistent design situation): Ситуация, являющаяся определяющей в течение всего периода эксплуатации сооружения.

Примечания

1 Обычно она относится к нормальным условиям эксплуатации. Постоянная расчетная ситуация может быть использована в расчете огнестойкости в качестве исходных данных – нагрузки, напряжения.

2 Считается, что при пожаре действует только определенная часть действующих нагрузок, определяемых для постоянной расчетной ситуации (см. Раздел 6 настоящего пособия), так как пожар – событие достаточно редкое, то вероятность совпадения момента перегрузки конструкций с моментом возникновения пожара пренебрежимо мала.

3 Для статически определимых конструкций действующие напряжения (определенные для постоянной расчетной ситуации) могут быть использованы в качестве исходных условий для расчета огнестойкости. Это обусловлено тем, что в таких конструкциях не возникает перераспределение усилий, в том числе и под воздействием пожара. Таким образом, огнестойкость может быть определена только решением теплотехнической задачи и сопоставлением действующих напряжений с прочностью строительного материала при определенной температуре. На этом предположении основан метод критической температуры (табличный метод).

4.22 Аварийная расчетная ситуация (accidental design situation): Ситуация, учитывающая особые для сооружения условия или воздействия, например, пожар, взрыв, удар или местное разрушение.

Примечание – Если не указано иное, в положения настоящего пособия применяются именно для аварийных расчетных ситуаций.

4.23 Противопожарные проектные мероприятия (fire design): Мероприятия, предусматриваемые при проектировании конструкций для сохранения их работоспособности в случае пожара.

Примечание – Огнестойкость относят к противопожарным проектным мероприятиям. Ее требуемое значение устанавливается национальными нормами (например, в Техническом регламенте «Общие требования к пожарной безопасности», см. Пункт 3.2.1 настоящего пособия). Требуемое значение огнестойкости не устанавливается Еврокодами.

4.24 Расчетный срок эксплуатации (design working life): Период времени, в течение которого сооружение или его часть, при соответствующем техническом обслуживании, но без капитального ремонта, должны эксплуатироваться по своему функциональному назначению.

Примечание – Пожар может сократить расчетный срок эксплуатации конструкций.

4.25 Опасность (hazard): Необычное и серьезное событие, например, не предполагаемое воздействие или влияние окружающей среды, недостаточная прочность или несущая способность, либо недопустимое отклонение от предусмотренных размеров.

Примечание – Пожар является видом опасности.

4.26 Схема нагружения (load arrangement): Схема, характеризующая положения, величины и направления свободного воздействия.

Примечание – См. также Пункт 3.3.8 настоящего пособия.

4.27 Случай нагружения (load case): Случай, при котором в некоторых проверочных расчетах совмещаются разные схемы нагружения – совокупности деформаций и несовершенств, рассматриваются совместно с фиксированными переменными и постоянными воздействиями.

4.28 Предельные состояния (limit states): Состояния, при превышении которых строительные конструкции не отвечают требованиям норм проектирования.

Примечание – См. подраздел 3.3 настоящего пособия.

4.29 Критические предельные состояния (ultimate limit states): Состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа конструкции (сооружения).

Примечание – Как правило, они соответствуют максимальной несущей способности конструкции или ее элемента, в том числе в случае пожара.

4.30 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (serviceability limit states): Состояния, при превышении которых не выполняются установленные

требования к эксплуатационной пригодности конструкции (сооружения) или ее элементов.

4.31 Несущая способность (сопротивление) (resistance): Способность конструктивного элемента или его поперечного сечения противостоять воздействиям без механического разрушения, например, сопротивление изгибу, сопротивление потере устойчивости, сопротивление растяжению.

4.32 Прочность (strength): Механическое свойство материала, характеризующее его способность сопротивляться воздействиям и, обычно, выражаемое в единицах механического напряжения.

4.33 Надежность (reliability): Способность сооружения или его конструктивного элемента соответствовать установленным требованиям в течение расчетного срока эксплуатации. Надежность выражается, как правило, в вероятностных величинах.

Примечание – Понятие надежность распространяется на безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность сооружения.

4.34 Техническое обслуживание (maintenance): Совокупность мероприятий, осуществляемых в течение расчетного срока эксплуатации сооружения для поддержания его эксплуатационной пригодности.

Примечание – Мероприятия по ремонту несущей конструкции после аварийных воздействий не являются содержанием в исправности.

4.35 Номинальное значение (nominal value): Значение, принятое не по результатам статистического анализа, а на основании опытных данных или физических условий.

Примечание – Номинальные значения используются преимущественно в тех случаях, когда проведение статистического анализа невозможно.

4.36 Воздействие (action) F :

а) Группа сил (нагрузок), действующих на несущую конструкцию (прямое воздействие);

б) Группа приложенных деформаций или колебаний, вызванных изменением температуры или влажности, неравномерной осадкой оснований или землетрясением (косвенное воздействие).

Примечание – Пожар относится к варианту воздействий б) и представляет собой нестационарный (переменный во времени) тепловой поток в направлении конструкций.

4.37 Эффект воздействий (effect of action) E : Результат воздействия на элементы конструкции (например, внутренние силы, моменты, напряжения, деформации) или реакции всего сооружения (например, прогибы, повороты), вызванные воздействиями.

4.38 Постоянное воздействие (permanent action) G : Воздействие в течение всего срока эксплуатации, временное изменение величины которого, по сравнению со средним значением, незначительно, или воздействие, изменение которого до достижения

определенного предельного значения происходит всегда монотонно и в одном направлении.

4.39 Переменное воздействие (variable action) Q: Воздействие, для которого изменение его величины во времени не является ни незначительным и ни монотонным.

4.40 Аварийное воздействие (accidental action) A: Воздействие, как правило, кратковременное, но значительной величины, имеющее небольшую вероятность возникновения в течение расчетного срока эксплуатации сооружения.

Примечание – Аварийное воздействие может иметь значительные последствия, если не принимать соответствующих мер. Например, пожар – аварийное воздействие (опасность) – может привести к разрушению конструкции (здания, сооружения). Тем не менее, в численном выражении аварийное воздействие в случае пожара выражается в виде эквивалентной силы, соответствующей деформациям температурного расширения.

4.41 Фиксированное воздействие (fixed action): Воздействие, которое имеет постоянное распределение и положение по отношению к конструкции или конструктивному элементу, в результате чего величина и направление этого воздействия однозначно определяются для конструкции или конструктивного элемента, если его величина и направление определены для одной точки конструкции или конструктивного элемента.

Примечание – Для расчета огнестойкости учитываются только фиксированные силовые воздействия (нагрузки). Перемещение грузов в условиях деформаций конструкций при пожаре пренебрегается. Сгорание грузов в условиях пожара пренебрегается. Исключение – снеговая нагрузка, которая может приниматься тающей под воздействием теплового потока пожара.

4.42 Свободное воздействие (free action): Воздействие, которое может иметь различные пространственные распределения по отношению к конструкции.

4.43 Отдельное воздействие (single action): Воздействие, являющееся статистически независимым во времени и пространстве от любого другого воздействия на конструкцию.

4.44 Статическое воздействие (static action): Воздействие, не вызывающее существенных колебаний конструкции или конструктивного элемента.

Примечание – Статическое воздействие – это воздействие, которое может быть принято постоянным для рассматриваемого промежутка времени. Для расчета огнестойкости учитываются только статические силовые воздействия (нагрузки).

4.45 Динамическое воздействие (dynamic action): Воздействие, вызывающее существенные колебания конструкции или конструктивного элемента.

4.46 Квазистатическое воздействие (quasi-static action): Динамическое воздействие, которое при расчете заменяется эквивалентным статическим воздействием.

Примечание – Квазистатическое воздействие часто применяется для расчета конструкций на взрывные воздействия.

4.47 Характеристическое значение воздействия (characteristic value of an action) F_k : Определяющее репрезентативное значение воздействия.

Примечание – Поскольку характеристическое значение может быть установлено статистически, то его применяют с заданной вероятностью, при которой в течение «исходного периода времени» не произойдет превышение данного значения, при этом учитываются проектный срок эксплуатации несущей конструкции и продолжительность расчетной ситуации.

4.48 Референтный период времени (reference period): Установленный интервал времени для статистической оценки переменных и, если возможно, для аварийных воздействий.

4.49 Комбинационное значение переменного воздействия (combination value of a variable action) $\psi_0 Q_k$: Значение переменного воздействия, выбранное по возможности, на статистической основе таким образом, чтобы вероятность превышения эффектов, вызванных комбинацией воздействий, была примерно такой же, как и вероятность превышения характеристического значения отдельного воздействия. Комбинационное значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_0 \leq 1$.

4.50 Частное значение переменного воздействия (frequent value of a variable action) $\psi_1 Q_k$: Значение переменного воздействия, выбранное по возможности, на статистической основе таким образом, чтобы либо суммарное время его действия в пределах референтного периода, когда это значение превышает, являлось малой частью референтного периода, либо частота этих превышений ограничивалась заданным значением. Частное значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_1 \leq 1$.

Примечание – Частное значение переменного воздействия известно также как временная длительно действующая нагрузка, но принятая на статистической основе. Так как пожар – редкое событие, для расчета огнестойкости допускается применять частное значение переменного воздействия.

4.51 Квазипостоянное значение переменного воздействия (quasi-permanent value of a variable action) $\psi_2 Q_k$: Значение переменного воздействия, определенное с учетом того, что суммарный промежуток времени, в течение которого оно будет превышено, составляет большую часть референтного периода времени. Квазипостоянное значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_2 \leq 1$.

Примечание – Квазипостоянное значение переменного воздействия также может быть принято для расчета огнестойкости (как альтернатива частному значению переменного воздействия).

4.52 Значение сопутствующего переменного воздействия (accompanying value of a variable action) ψQ_k : Значение переменного воздействия, которое сопровождает доминирующее воздействие в комбинации воздействий.

Примечание – Значением сопутствующего переменного воздействия может быть его комбинационное, частое или квазипостоянное значение. Так как переменные воздействия разнообразны с

точки зрения времени присутствия, величины воздействия, учесть их точное значение в любой момент (референтный период) времени (например, соответствующему возникновению пожара) не представляется возможным. Поэтому в зависимости от вида расчетной ситуации (т.е. длительности ее присутствия – читай, вероятности воздействия) принимается комбинирующий коэффициент $\psi \leq 1$.

4.53 Репрезентативное значение воздействия (representative value of an action) F_{rep} : Значение, применяемое при расчете по предельным состояниям. В качестве репрезентативного значения могут быть приняты характеристическое значение (F_k) или сопутствующее значение (ψF_k).

Примечание – Расчетное значение может обозначаться также как произведение характерного значения и частного коэффициента безопасности γ_F ($\gamma_F = \gamma_{sd}\gamma_f$). Репрезентативное значение воздействия также известно как «характеристическое» значение воздействия. При расчете огнестойкости для постоянных силовых воздействий принимают характеристическое значение, для переменных – сопутствующее значение воздействия.

4.54 Расчетное значение воздействия (design value of an action) F_d : Значение воздействия, полученное умножением репрезентативного значения на частный коэффициент γ_f .

Примечание – Расчетное значение может обозначаться также как произведение характерного значения и частного коэффициента безопасности γ_F ($\gamma_F = \gamma_{sd}\gamma_f$). Для аварийных расчетных ситуаций (пожара) коэффициент γ_f принимается равным 1,0.

4.55 Комбинации воздействий (combination of actions): Совокупность расчетных значений воздействий, используемых при проверке надежности сооружения по некоторым предельным состояниям при одновременном действии различных воздействий.

4.56 Характеристическое значение (X_k или R_k) (characteristic value (X_k or R_k)): Значение, характеризующее свойства материала или изделия с определенной вероятностью непревышения при гипотетически неограниченном количестве испытаний. Характеристическое значение, обычно соответствует определенной квантили принятого статистического распределения рассматриваемого материала или изделия. В некоторых случаях номинальное значение используется как характеристическое.

Примечание – Прочность бетона, например, принимается равной уровню 5 %-ного квантиля статистического распределения. Это может означать, что из 100 испытанных идентичных образцов 5 образцов, показавших наименьшую прочность, отбраковываются, и прочность материала принимается по наименьшему из 95 оставшихся.

4.57 Расчетное значение свойств материала или изделия (X_d или R_d) (design value of a material or product property (X_d or R_d)): Значение, получаемое в результате деления характеристического значения показателя свойств материала и изделия X_k или показателя свойств конструктивного элемента R_k на частный коэффициент γ_m или γ_M или, в особых случаях, определяемое непосредственно.

Примечание – Для аварийных расчетных ситуаций (пожара) коэффициенты γ_m или γ_M принимаются равными 1,0.

4.58 Номинальное значение свойств материала или изделия (X_{nom} или R_{nom}) (nominal value of a material or product property (X_{nom} or R_{nom})): Значение, обычно применяемое как характеристическое значение, определенное в соответствующем документе, например, в стандарте либо технических условиях на строительный материал.

4.59 Характеристическое значение геометрической величины a_k (characteristic value of a geometrical property (a_k)): Значение, обычно соответствующее номинальному размеру, принятому при проектировании. При необходимости значения геометрических размеров могут соответствовать установленным квантилям статистического распределения.

4.60 Расчетное значение геометрической величины a_d (design value of a geometrical property (a_d)): Как правило – это номинальное значение. При необходимости значения геометрических размеров могут соответствовать установленным квантилям статистического распределения.

Примечание – Отклонения возникают тогда, когда значение геометрического показателя является определяющим для предельного состояния, например, при воздействии геометрических дефектов на продольный изгиб. В этих случаях расчетное значение указывается непосредственно в стандартах на измерения. При необходимости расчетное значение может быть определено на основании статистических оценок с применением фрактиля (т.е. более редкое значение), превышающего фрактиль характеристического значения.

4.61 Расчет конструкций (structural analysis): Процедура или алгоритм определения эффектов воздействий (сил, моментов, напряжений, деформаций) в любой точке конструкции.

Примечание – Расчет можно проводить на трех уровнях, используя различные модели: общий расчет, расчет отдельных конструктивных элементов, локальный (местный) расчет. Для расчета огнестойкости см. подраздел 3.4 настоящего пособия.

4.62 Общий расчет (global analysis): Определение в конструкции согласованных между собой величин сил, моментов и усилий, находящихся в равновесии с воздействиями на несущую конструкцию и зависящих от геометрических размеров, конструктивных решений и свойств материалов.

Примечание – Общий расчет – это расчет всей конструктивной системы. Общий расчет производится, как правило, при помощи САПР – систем автоматизированного проектирования.

4.63 Общий анализ конструктивной системы при пожаре (global structural analysis (for fire)): Анализ конструктивной системы в целом, полностью или частично подвергнутой воздействию пожара. Непрямые воздействия пожара учитываются для всей конструктивной системы.

4.64 Непрямые (косвенные) воздействия пожара (indirect fire actions): Усилия, вызванные температурным расширением.

4.65 Анализ отдельной конструкции при пожаре (member analysis (for fire)): Теплотехнический и статический расчеты конструкции, рассматриваемой отдельно с соответствующими граничными условиями и схемой опирания в условиях воздействия

пожара. Непрямые воздействия пожара не рассматриваются, за исключением, вызванных температурными перепадами.

4.66 Расчет при нормальной температуре (normal temperature design): Расчет конструкции при температуре окружающей среды.

4.67 Теплотехнический расчет (temperature analysis): Методы определения нарастания температуры в конструкциях с учетом тепловых воздействий (тепловой поток), теплотехнических свойств материалов конструкции и, в случае необходимости, свойств защитных поверхностей.

4.68 Огнестойкость (fire resistance): Способность конструктивной системы, ее части или отдельной конструкции выполнять требуемые функции (несущую и/или ограждающую) в течение установленной продолжительности регламентируемого пожара при заданном уровне нагрузки.

4.69 Стандартная огнестойкость, предел огнестойкости (standard fire resistance): Способность конструктивной системы, ее части или обычно только отдельной конструкции выполнять требуемую несущую и/или ограждающую функцию, при регламентированной комбинации нагрузок, в течение установленного времени в условиях теплового воздействия, определяемого стандартным температурным режимом (время от начала огневого воздействия до наступления одного из нормируемых для данной конструкции предельных состояний по огнестойкости).

4.70 Целостность (integrity) **E**: Способность ограждающей конструкции при одностороннем огневом воздействии предотвращать проникновение пламени и продуктов горения на необогреваемую поверхность.

4.71 Теплоизолирующая способность (insulation) **I**: Способность ограждающей конструкции при одностороннем огневом воздействии ограничивать рост температуры необогреваемой поверхности выше установленного уровня.

4.72 Несущая способность (функция) (load bearing function) **R**: Способность конструктивной системы или отдельной конструкции выдерживать при пожаре установленные воздействия в соответствии с заданными параметрами.

4.73 Ограждающая способность (функция) (separating function): Способность ограждающей конструкции предотвращать распространение регламентируемого пожара или воспламенение необогреваемой поверхности (включает целостность (**E**) и теплоизолирующую способность (**I**)).

4.74 Пожарная секция (отсек) (fire compartment): Замкнутое пространство в здании, в пределах одного или нескольких этажей, выделенное ограждающими конструкциями, препятствующими распространению регламентируемого пожара за его пределы (часть здания, обособленная от других частей здания противопожарными стенами и перекрытиями с пределом огнестойкости не менее 2,5 ч).

4.75 Противопожарная стена (fire wall): Стена между двумя частями здания (двумя зданиями), обладающая необходимой огнестойкостью и конструктивной устойчивостью, с учетом действия возможных горизонтальных нагрузок, в том числе при одностороннем обрушении примыкающих строительных конструкций (строительная конструкция с нормированным пределом огнестойкости и нормированным классом конструктивной пожарной опасности, объемный элемент здания или иной способ, предназначенные для

предотвращения распространения пожара из одной части здания (сооружения) в другую или между зданиями (сооружениями, зелеными насаждениями)).

Примечание – Как правило, это кирпичная самонесущая стена (с собственным фундаментом).

4.76 Ограждающая конструкция (separating element): Несущая или ненесущая конструкция (стена), образующая часть ограждения пожарного отсека.

4.77 Расчетный пожар (design fire): Схема развития пожара, принятая при проектировании.

Примечание – Для расчета огнестойкости используется преимущественно расчетный пожар, соответствующий стандартному температурному режиму. Это обусловлено прежде всего тем, что требуемые значения огнестойкости, принятые в национальных нормах, выражены в единицах времени стандартного температурного режима.

4.78 Пожарная нагрузка (fire load): Сумма тепловой энергии, выделяемой при сгорании всех горючих веществ в определенном пространстве (конструктивные элементы и внутреннее оснащение зданий).

4.79 Удельная пожарная нагрузка (fire load density): Пожарная нагрузка, отнесенная к единице площади пола q_f или к единице площади поверхности всех ограждений q_g , включая проемы.

4.80 Расчетная удельная пожарная нагрузка (design fire load density): Удельная пожарная нагрузка, принимаемая для определения теплового воздействия расчетного пожара с учетом возможных неопределенностей.

4.81 Риск возникновения пожара (fire activation risk): Параметр, учитывающий вероятность возникновения пожара и являющийся функцией площади пожарного отсека и назначения помещения (количественная характеристика возможности реализации пожарной опасности и ее последствий для людей и материальных ценностей).

Примечание – Риск возникновения пожара есть не что иное как произведение вероятности возникновения пожара (вероятности отказа защитных систем) и ущерба, к которому может привести возможный пожар. Так как ущерб напрямую зависит от площади размещения горючих материалов, на практике ущерб заменяется параметрически на площадь пожарного отсека (пространства, в пределах которого пожар может практически свободно распространяться) с учетом назначения помещения.

4.82 Сценарий пожара (fire scenario): Качественное описание протекания пожара с указанием времени для ключевых событий, которые характеризуют данный пожар и отличают его от других возможных.

Примечание – Сценарий обычно описывается процессами возгорания и развития пожара, стадиями его полного развития и затухания во взаимосвязи с оснащением здания и системами, которые влияют на протекание пожара. Понятие «сценарий пожара» характерно только для общих и параметрических моделей пожара.

4.83 Объемное воспламенение (flash-over): Одновременное воспламенение всей пожарной нагрузки в помещении.

Примечание – Объемное воспламенение известно также как вспышка паров от всей пожарной нагрузки, находящейся в помещении. Характеризуется резким нарастанием температуры помещения в связи с увеличением количества сгораемых паров. Объемное воспламенение обусловлено разогревом пожарной нагрузки за счет лучистого теплообмена до температуры самовоспламенения материалов (300...400 °C).

4.84 Развившийся пожар (fully developed fire): Стадия полного участия всех горючих поверхностей в пожаре в пределах установленного пространства.

4.85 Коэффициент проемности (opening factor): Коэффициент, отражающий условия вентилирования помещения в зависимости от площади проемов в стенах, высоты проемов и общей площади ограждающих поверхностей.

4.86 Коэффициент полноты сгорания (combustion factor): Коэффициент, показывающий полноту сгорания и находящийся в пределах от 1 (полное сгорание) до 0 (отсутствие горения).

4.87 Тепловые воздействия (thermal actions): Воздействия на конструктивную систему, описываемые с помощью теплового потока к конструкциям.

4.88 Мощность теплового потока (rate of heat release): Теплота (энергия), высвобождаемая при сгорании веществ и материалов, в функции времени.

4.89 Температурные режимы (temperature-time curves): Зависимость температуры среды, окружающей поверхности конструкции, от времени. Различают:

- номинальные: общепринятые зависимости, адаптированные для классификации и подтверждения огнестойкости (установлены: стандартный температурный режим, температурный режим наружного пожара и температурный режим пожара углеводородов);

- параметрические: зависимости, определенные на базе моделей пожара и специальных физических параметров, определяющих условия в помещении при пожаре.

4.90 Общая модель пожара (advanced fire model): Расчетная модель пожара, основанная на уравнениях баланса массы и энергии.

4.91 Вычислительная газодинамическая модель (computational fluid dynamic model): Модель пожара, основанная на численном решении дифференциальных уравнений в частных производных, позволяющая определить изменения термодинамических и аэродинамических параметров во всех точках пожарного отсека.

4.92 Однозонная модель (one-zone model): Модель пожара, основанная на использовании усредненной температуры в помещении.

4.93 Простая модель пожара (simple fire model): Расчетный пожар, основанный на ограниченном числе принятых физических параметров.

4.94 Двухзонная модель (two-zone model): Модель пожара, основанная на определении различных зон в помещении: верхний уровень, нижний уровень, пламя и его выброс, окружающая среда и стены. Для верхнего уровня принимается равномерное распределение температуры.

4.95 Стандартный температурный режим (standard temperature-time curve): Номинальная температурно-временная зависимость, для характеристики модели развившегося пожара в помещении.

4.96 Эквивалентная продолжительность пожара (equivalent time of fire exposure): Продолжительность пожара, характеризуемого стандартным температурным режимом, в

течение которого предполагается такое же тепловое воздействие в помещении, как при реальном пожаре.

4.97 Температурный режим наружного пожара (external fire curve): Номинальная температурно-временная зависимость, применяемая для внешних поверхностей наружных стен, которые могут подвергаться воздействию пожара с различных частей фасада, непосредственно из помещения с ожидаемым пожаром или из помещений, расположенных ниже/выше по отношению к рассматриваемой наружной стене.

Примечание – Температурный режим наружного пожара является приближенной математической зависимостью наподобие стандартного пожара. Однако ввиду неограниченного доступа кислорода и более полного сгорания веществ и материалов наружный пожар является более серьезным с тепловой точки зрения, чем стандартный пожар.

4.98 Температурный режим пожара углеводородов (hydrocarbon fire curve): Номинальная температурно-временная зависимость для оценки воздействий при пожаре углеводородного типа.

Примечание – Стандартный температурный режим изначально создан для сгорания целлюлозной пожарной нагрузки, теплота сгорания которой, как правило, не превышает 20 МДж/кг. Развитие нефтеперерабатывающей промышленности привело к возникновению материалов с теплотой сгорания до 50 МДж/кг, а, следовательно, стандартный температурный режим может неадекватно описывать возможный пожар для такой пожарной нагрузки. Температурный режим пожара углеводородов является более серьезным с тепловой точки зрения чем стандартный пожар.

4.99 Локальный пожар (localised fire): Пожар, охвативший ограниченную площадь пожарной нагрузки в помещении.

Примечание – Любой реальный пожар, как правило, начинается с локального пожара. Однако при недостаточном количестве пожарной нагрузки в помещении (либо ее локальном размещении) объемная вспышка не происходит и пожар представляет собой лишь местный источник теплового воздействия.

4.100 Угловой коэффициент облученности (configuration factor): Коэффициент облученности для передачи тепла излучением от поверхности А к поверхности В, определяемый отношением энергии, полученной поверхностью В, к энергии, диффузно излученной поверхностью А.

4.101 Коэффициент теплоотдачи конвекцией (convective heat transfer coefficient): Конвективный поток тепла к конструкции, отнесенный к разнице температур окружающей среды и поверхностью конструкции.

4.102 .Степень черноты (emissivity): Характеристика поглощающей способности поверхности, равная отношению между теплотой, поглощенной рассматриваемой поверхностью и поверхностью абсолютно черного тела.

4.103 Результирующий тепловой поток (net heat flux): Энергия, поглощенная конструкцией, отнесенная к единице площади.

4.104 Углеродистая сталь (carbon steel): Марки сталей S235-S460, за исключением нержавеющей сталей.

4.105 Нержавеющая сталь (stainless steel): Ферритные, аустенитные и аустенитно-ферритные марки сталей (S280-S650).

4.106 Критическая температура арматуры (critical temperature of reinforcement): Температура арматуры, при которой, при заданном уровне напряжения арматуры, ожидается разрушение конструкции при пожаре (критерий R).

Примечание – В большинстве случаев для обычной горячекатаной арматуры критическая температура принимается равной 500 °С. В соответствии с диаграммой деформирования арматуры при нагреве (см. Рисунок 7.3 настоящего пособия) эта температура соответствует наступлению предела текучести при напряжениях, равных 80 % прочности материала при нормальных условиях. С учетом коэффициентов безопасности, принимаемых при проектировании в нормальных условиях, напряжения в арматуре будут ниже 80 %. Это гарантирует минимальное значение огнестойкости для конструкции, определенное с использованием критической температуры арматуры.

4.107 Критическая температура конструкции из конструкционной стали (critical temperature of structural steel element): Для заданного уровня нагружения – температура, при которой ожидается наступление предельного состояния конструкции из конструкционной стали в случае равномерного распределения температуры по площади сечения.

4.108 Максимальный уровень напряжения (maximum stress level): Уровень напряжения при заданной температуре, при котором на диаграмме деформирования арматуры происходит переход в пластичную стадию.

Примечание – Максимальный уровень напряжения может привести к образованию пластического шарнира и разрушению конструкции при пожаре.

4.109 Расчетный предел текучести (effective yield strength): Значение напряжения для заданной температуры, при котором диаграмма деформирования стали переходит на площадку текучести.

4.110 Приведенное поперечное сечение (reduced cross section): Уменьшенное сечение в расчете огнестойкости, получаемое путем удаления из сечения, нормального к продольной оси конструкции, частей с принимаемой нулевой прочностью и жесткостью.

Примечание – Приведенное поперечное сечение позволяет упростить расчет и считать конструкцию не нагретой при пожаре, а с уменьшенным сечением наподобие обугливания древесины.

4.111 Защитный слой (protective layer): Материал или комбинация материалов, нанесенных для повышения огнестойкости на конструкцию.

Примечание – Ввиду низкой теплопроводности бетона, увеличение защитного слоя является самым эффективным способом повышения огнестойкости железобетонных конструкций.

4.112 Защищенные конструкции (protected members): Строительные конструкции, для которых приняты меры по снижению роста температуры внутри сечения.

4.113 Огнезащитный материал (fire protection material): Любые материалы либо их сочетания, примененные к конструктивному элементу с целью повышения его огнестойкости.

5 ОБОЗНАЧЕНИЯ, СОКРАЩЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЙ

В настоящем пособии приняты следующие обозначения:

5.1 Прописные буквы латинского алфавита

A	– особое (аварийное) воздействие; площадь поперечного сечения;
A_d	– расчетное значение аварийного воздействия;
A_c	– площадь поперечного сечения бетона;
A_p	– площадь поперечного сечения напрягаемых элементов;
A_s	– площадь поперечного сечения арматуры;
$A_{s,min}$	– минимальная площадь поперечного сечения арматуры;
A_{sw}	– площадь поперечного сечения поперечной арматуры;
C_d	– номинальное значение, функция определенных расчетных свойств материала;
E	– эффект воздействий;
E_c	– модуль упругости бетона;
$E_{c,eff}$	– эффективный модуль упругости бетона;
E_{cd}	– расчетное значение модуля упругости бетона;
E_{cm}	– секущий модуль упругости бетона;
E_p	– расчетное значение модуля упругости предварительно напряженной арматуры;
E_s	– расчетное значение модуля упругости арматуры;
EI	– жесткость при изгибе;
F	– воздействие, усилие;
F_d	– расчетное значение воздействия;
F_k	– характеристическое значение воздействия;
F_t	– растягивающее усилие;
G	– постоянное воздействие;
G_k	– характеристическое значение постоянного воздействия;
I	– момент инерции бетонного сечения;
L	– длина;
M	– изгибающий момент;
M_{Ed}	– расчетное значение внутреннего изгибающего момента;
N	– продольное усилие;
N_{Ed}	– расчетное значение продольного усилия (растяжение или сжатие);
P	– определяющее репрезентативное значение усилия предварительного напряжения;
P_0	– начальное усилие на конце напрягающего элемента непосредственно после натяжения;
Q	– переменное воздействие;
Q_d	– расчетное значение переменного воздействия;
Q_k	– характеристическое значение отдельного переменного воздействия;
R	– несущая способность (сопротивление);
R_d	– расчетное значение несущей способности (сопротивления);

- $R_{d,fi}$ – расчетное сопротивление при пожаре;
 $R_{fi,d(t)}$ – расчетное сопротивление при пожаре в момент времени t ;
 $R_{fi,d,0}$ – значение $R_{fi,d,t}$ в момент времени $t = 0$;
 R_k – характеристическое значение несущей способности (сопротивления);
 $R 30$ – предел огнестойкости по потере несущей способности, соответствующий 30 мин стандартного температурного режима пожара;
 $E 30$ – предел огнестойкости по потере целостности, соответствующий 30 мин стандартного температурного режима пожара;
 $I 30$ – предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности, соответствующий 30 мин стандартного температурного режима пожара;
 S – внутренние усилия и моменты;
 S – статический момент площади сечения;
 T – крутящий момент, температура, К;
 T_{Ed} – расчетное значение крутящего момента;
 V – поперечное усилие;
 V_{Ed} – расчетное значение поперечного усилия;
 X – показатель свойств материала или изделия;
 X_d – расчетное значение показателя свойств материала или изделия;
 $X_{d,fi}$ – расчетная прочностная или деформационная характеристика при пожаре.

5.2 Строчные буквы латинского алфавита

- a – расстояние, геометрический параметр;
 a_d – расчетное значение геометрической величины;
 Δa – отклонение геометрического параметра;
 b – ширина сечения или ширина полки Т- или L-образной балки;
 b_w – ширина стенки Т-, I- или L-образной балки;
 c – удельная теплоемкость;
 c_a – удельная теплоемкость стали;
 c_c – удельная теплоемкость бетона;
 d – диаметр, высота, полезная высота сечения;
 e – эксцентриситет;
 f_c – предел прочности бетона при осевом сжатии;
 f_{cd} – расчетное значение предела прочности бетона при осевом сжатии;
 f_{ck} – характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 сут;
 f_{cm} – среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие;
 f_{ctk} – характеристическое значение предела прочности бетона при осевом растяжении;
 f_{ctm} – 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 арматуры;

- $f_{p0,1k}$ – характеристическое значение 0,1 %-ного условного предела текучести предварительно напряженной арматуры;
- $f_{0,2k}$ – 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;
- $f_{ck}(\theta)$ – характеристическое сопротивление бетона сжатию при температуре θ для установленной деформации;
- $f_{ck,t}(\theta)$ – характеристическое сопротивление бетона растяжению при температуре θ для установленной деформации;
- $f_{pk}(\theta)$ – характеристическое сопротивление напрягаемой арматуры при температуре θ для установленной деформации;
- $f_{sk}(\theta)$ – характеристическое сопротивление ненапрягаемой арматуры при температуре θ для установленной деформации;
- h – высота;
- h – общая высота поперечного сечения;
- i – радиус инерции;
- k – коэффициент;
- l (L) – длина, пролет;
- $k(\theta)$ – коэффициент снижения прочностных или деформационных характеристик ($X_{d,\theta}/X_k$) материала в зависимости от его температуры θ : $k(\theta) = X_{d,\theta}/X_k$;
- m – масса;
- n – уровень нагружения колонны при нормальной температуре:
 $n = N_{0,d,fi} / 0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})$;
- p_d – распределенная нагрузка;
- q_i – эквивалентная равномерно распределенная нагрузка;
- r – радиус;
- $1/r$ – кривизна;
- t – толщина;
- t – продолжительность пожара (огневого воздействия), мин;
- 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.

5.3 Прописные буквы греческого алфавита

- $\Delta\alpha$ – изменение номинального значения геометрической величины для определенных целей расчета, например, для оценки влияний дефектов;

- Δt — промежуток времени;
 Δl — температурное удлинение;
 $\Delta \theta_{g,t}$ — увеличение температуры газовой среды за промежуток времени Δt .

5.4 Строчные буквы греческого алфавита

- α — угол, соотношение;
 β — угол, соотношение, коэффициент;
 γ — частный коэффициент (безопасности или эксплуатационной надежности);
 γ_A — частный коэффициент безопасности для особых воздействий A ;
 γ_C — частный коэффициент безопасности для 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 для материала, учитывающий также неопределенности расчетных моделей и отклонения величин;
 γ_P — 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 — частный коэффициент безопасности для воздействий без учета несовершенства расчетной модели;
 γ_g — частный коэффициент для постоянных воздействий, который учитывает возможность неблагоприятного отклонения численных значений воздействий от репрезентативных величин;
 γ_m — частный коэффициент для материала;
 η_{fi} — коэффициент расчетного уровня нагрузки при пожаре: $\eta_{fi} = E_{d,fi} / E_d$;
 δ — приращение, коэффициент перераспределения;
 ζ — коэффициент уменьшения/коэффициент перераспределения;
 ξ — понижающий коэффициент для учета неблагоприятных постоянных воздействий G ;
 θ — температура, °C;
 θ_a — температура стали, °C;
 $\theta_{a,cr}$ — критическая температура стали, °C;
 $\theta_{g,t}$ — температура газовой среды в момент времени t ;
 θ_{web} — средняя температура в сечении конструкции;
 θ_i — температура элементарной площадки A_i ;

ψ	– коэффициенты, определяющие репрезентативные значения переменных воздействий;
ψ_0	– коэффициент к комбинационному значению переменного воздействия;
ψ_1	– коэффициент к частому значению переменного воздействия;
ψ_2	– коэффициент к квазипостоянному значению переменного воздействия;
ψ_{fi}	– коэффициент комбинации воздействий, принимается равным $\psi_{1,1}$ или $\psi_{2,1}$;
μ_0	– коэффициент использования несущей способности в момент времени $t = 0$;
μ_{fi}	– коэффициент использования несущей способности при пожаре: $\mu_{fi} = N_{Ed,fi}/N_{Rd}$;
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;
$\varepsilon_c(\theta)$	– температурная деформация бетона;
$\varepsilon_p(\theta)$	– температурная деформация напрягаемой арматуры;
$\varepsilon_s(\theta)$	– температурная деформация ненапрягаемой арматуры;
$\varepsilon_{s,fi}$	– деформация напрягаемой и ненапрягаемой арматуры при температуре θ ;
λ	– коэффициент теплопроводности, гибкость;
λ_c	– коэффициент теплопроводности бетона;
$\lambda_{0,fi}$	– гибкость колонн при пожаре;
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;
$\sigma_{c,fi}$	– напряжение сжатия бетона при пожаре;
$\sigma_{s,fi}$	– напряжение арматуры при пожаре;
ρ_a	– плотность;
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.

5.5 Индексы

- f_i – значение при пожаре;
 t – зависимость от времени;
 θ – зависимость от температуры.

5.6 Единицы измерений

- К – Кельвин;
 мин – минута;
 м – метр;
 Н – Ньютон;
 Па – Паскаль;
 С – Цельсия.

6 ВОЗДЕЙСТВИЯ

6.1 Механические воздействия

6.1.1 В соответствии с подразделом 4.1.1 СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и п.1.1(1) СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 воздействия классифицируют:

- а) по времени действия:
 - постоянные воздействия G (изменение во времени маловероятно);
 - переменные (приложенные) воздействия Q (изменение во времени вероятно);
 - аварийные воздействия A (воздействие кратковременное маловероятное, но оказывающее существенное влияние на конструкцию либо условия ее эксплуатации);
- б) по физической сущности:
 - силовые;
 - тепловые;
- в) по изменению их пространственного распределения:
 - фиксированные (стационарные);
 - свободные;
- г) по природе или реакции строения:
 - статические;
 - динамические;
- д) по происхождению:
 - прямые;
 - косвенные.

6.1.2 Для аварийной расчетной ситуации «пожар» следует определить:

- прямые статические (и/или эквивалентные статические) фиксированные (и/или свободные) силовые воздействия (постоянные и переменные);
- косвенные статические приложенные силовые воздействия (аварийные).

Примечания

1 Динамические воздействия от ветровых воздействий при пожаре следует приводить в эквивалентные статические (фиксированные) в соответствии с СН РК EN 1991-1-4:2005/2011 и п.5.1.3 СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Динамические нагрузки внутри здания в общем случае допускается не учитывать, т.к. работа механизмов и оборудования должна быть остановлена при пожаре.

2 Косвенные силовые воздействия пожара (например, тепловое расширение при пожаре) следует учитывать как эквивалентную силовую нагрузку в соответствии с п.5.1.2 СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. См. также примечание к 3.4.9 настоящего пособия.

6.1.3 Все виды воздействий в соответствии с п.4.1.1(5) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 описываются посредством модели (расчетной схемы), при этом его величина в большинстве случаев выражается числовым значением (скаляром), которое может принимать различные характерные величины. Силовые воздействия выражаются в виде приложенного усилия (N , H) либо момента (M , $H \cdot m$).

6.1.4 Характеристические значения воздействий устанавливаются в соответствии с п.4.1.2(1)Р СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 как среднее значение, как верхнее либо нижнее значение или как номинальное значение (т.е. не на основании статистического распределения). При этом для силовых воздействий, вызванных собственным весом конструкций либо нагрузок, принимаются преимущественно номинальные либо средние значения (см. п.4.1(1) СН РК EN 1991-1-1:2002/2011). Если значение удельного веса применяемых материалов имеет существенные расхождения в зависимости от их влажности и других характеристик, то характеристическое значение удельного веса следует определять в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (4.1.2).

6.1.5 К постоянным силовым воздействиям (нагрузкам) G следует относить (согласно подразделу 5.1 СН РК EN 1991-1-1:2002/2011):

а) вес частей сооружений (собственный вес здания), в том числе вес несущих и ненесущих изделий. К ненесущим изделиям относятся:

- покрытия кровли;
- покрытия поверхностей и защитные (огнезащитные) покрытия;
- промежуточные стены и футеровка;
- поручни перил, парапеты, ограждения и ограждающие элементы;
- фасады и облицовка стен;
- подвесные потолки;
- изоляция;
- подливка и подбетонка под оборудование, опорные части;

б) вес коммуникаций и стационарного оборудования:

- аппараты, моторы, емкости, ленточные транспортеры, конвейеры, постоянные подъемные машины с их канатами и направляющими;
- оборудование для лифтов или эскалаторов;
- системы обогрева, вентиляции и кондиционирования;
- электрооборудование;
- скрытые коммуникации, трубопроводы с арматурой;
- электропроводка;

в) вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление;

г) нагрузки от материалов, действующих как балласт;

д) сохраняющиеся в конструкции или основании усилия от предварительного напряжения (предварительное напряжение, вызываемое арматурой, или предварительное напряжение, вызываемое смещениями опор).

6.1.6 К переменным (приложенным) силовым воздействиям (временным нагрузкам) следует относить (согласно Подразделу 6.1 СН РК EN 1991-1-1:2002/2011):

- а) вес временных перегородок;
- б) вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование;
- в) давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах, избыточное давление и разрежение воздуха, возникающие при вентиляции шахт;
- г) нагрузки на перекрытия от складироваемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах и подобных помещениях;
- д) вес слоя воды на водонаполненных плоских покрытиях;
- е) вес отложений производственной пыли, если ее накопление не исключено соответствующими мероприятиями;
- ж) нагрузки от людей, животных, мебели и перемещаемых предметов обстановки;
- з) снеговые нагрузки;
- и) ветровые нагрузки;
- к) гололедные нагрузки.

Примечание – Временные, снеговые и ветровые нагрузки на кровлях следует рассматривать как действующие не одновременно. Если вместе с временными нагрузками действуют кратковременные нагрузки (например, от ветра и снега), то комбинации этих нагрузок, учитываемых в расчете, следует рассматривать как одно воздействие.

6.1.7 В Приложении А СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 указаны средние значения удельного веса материалов. Допускается определять удельный вес непосредственно взвешиванием либо в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (4.1.2).

6.1.8 Номинальные размеры изделий следует определять по рабочим чертежам. Для строительных конструкций, таких как плиты перекрытий, наружные панели стен, подвесные потолки, шахты лифтов или оборудование зданий, допускается применять данные изготовителя.

6.1.9 Значения характеристических переменных (приложенных) силовых воздействий в виде значений q_k (равномерно распределенной нагрузки) и Q_k (сосредоточенной нагрузки) допускается определять по Таблице 6.2 в соответствии категориями использования площадей, приведенных в Таблице 6.1 (в соответствии с СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 (6.2)). Если используется одновременно несколько категорий, то в основу расчета строительных изделий должна быть положена самая неблагоприятная категория использования.

Примечание – При расчете нагружаемых поверхностей, предусмотренных для различного использования, следует применять самые неблагоприятные комбинации нагрузок. Воздействия, которые по физическим причинам не могут возникнуть одновременно, не обязательно учитывать в данной комбинации.

6.1.10 Для обеспечения минимальной местной несущей способности конструкций перекрытий (балкона), балки и кровли следует в соответствии с п.6.2.1(3)Р СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 произвести отдельный дополнительный расчет на сосредоточенную нагрузку, которую, если не установлено другое, не следует сочетать с равномерно распределенной нагрузкой и другими переменными воздействиями.

Сосредоточенную нагрузку следует применять в каждой точке конструкции. Как правило, для базовой площади применяют квадрат с длиной стороны 50 мм.

6.1.11 [6.2.2(1) СН РК EN 1991-1-1:2002/2011] Для расчета колонн и стен, испытывающих нагрузки от нескольких этажей, приложенные нагрузки допускается рассматривать как равномерно распределенные по перекрытиям отдельных этажей.

6.1.12 Нормативные значения вертикальных нагрузок на складские площади могут быть изменены для проектируемого объекта в соответствии с его назначением с учетом удельного веса сыпучих материалов и верхних расчетных значений высоты насыпанного слоя. Нагрузки на площади складирования книг или архивных документов следует определять на основании значений площади и высоты стеллажей и соответствующих значений удельного веса.

Таблица 6.1 – Категории использования

Категория	Вид использования	Пример
А	Жилые площади	Жилые здания, общежития, палаты в больницах, номера в гостиницах и домах отдыха, кухни, туалеты
В	Офисы (бюро)	
С	Площади сосредоточения (собрания) людей (кроме категорий А, В и D)	С1: помещения с наличием столов и т. п., например, в школах, кафе, ресторанах, столовых, библиотеках, гостиных
		С2: помещения со стационарными сидениями, например, в церквях, театрах, кинозалах, конференц-залах, аудиториях, залах для собраний, приемных, залах ожидания вокзалов
		С3: помещения со свободным перемещением людей, например, в музеях, выставочных залах, и т. п., а также в вестибюлях, в общественных и административных зданиях, гостиницах, больницах, залах ожидания вокзалов
		С4: помещения для активной деятельности людей, например, танцевальные и физкультурные залы, сцены
		С5: помещения с возможным скоплением людей, например, в зданиях с проводимыми общественными мероприятиями, такие как концертные залы, спортивные залы и трибуны, террасы и перроны
D	Торговые площади	D1: магазины розничной торговли
		D2: торговые дома и универсамы

Таблица 6. 1 – Категории использования (продолжение)

Категория	Вид использования	Пример
Е	Складские и производственные площади	Е1: складские площади, включая книгохранилища или архивы
		Е2: производственные площади
Ф	Транспортные и парковочные поверхности для легких транспортных средств (общим весом ≤ 30 кН, менее восьми мест, кроме водительского)	Гаражи-стоянки, гаражи, парковочные платформы
Г	Транспортные и парковочные поверхности для средних транспортных средств (общим весом > 30 кН, но ≤ 160 кН, двухосные)	Подъездные зоны, зоны доставки; подъездные пути для пожарных машин (общим весом ≤ 160 кН)
Н	Неэксплуатируемые кровли, за исключением случаев проведения технического обслуживания и ремонтных работ	
И	Эксплуатируемые кровли с использованием по категориям А – Д	
К	Эксплуатируемые кровли специального использования, например, площадки для посадки вертолетов	

Таблица 6.2 – Переменные нагрузки на перекрытия, балконы и лестницы зданий

Категории использования	q_k , кН/м ²	Q_k , кН
Категория А:		
перекрытия	1,5– <u>2,0</u>	<u>2,0</u> –3,0
лестницы	<u>2,0</u> –4,0	<u>2,0</u> –4,0
балконы	<u>2,5</u> –4,0	<u>2,0</u> –3,0
Категория В	2,0– <u>3,0</u>	1,5– <u>4,5</u>
Категория С:		
С1	2,0– <u>3,0</u>	3,0– <u>4,0</u>
С2	3,0– <u>4,0</u>	2,5–7,0 (<u>4,0</u>)
С3	3,0– <u>5,0</u>	<u>4,0</u> –7,0
С4	4,5– <u>5,0</u>	3,5– <u>7,0</u>
С5	<u>5,0</u> –7,5	3,5– <u>4,5</u>

Таблица 6.2 – Переменные нагрузки на перекрытия, балконы и лестницы зданий
(продолжение)

Категории использования	q_k , кН/м ²	Q_k , кН
Категория D:		
D1	<u>4,0</u> –5,0	3,5–7,0 (<u>4,0</u>)
D2	4,0– <u>5,0</u>	3,5– <u>7,0</u>
E1	7,5	7,0
Категория F		
Общ. вес трансп. средства ≤ 30 кН	1,5– <u>2,5</u>	10– <u>20</u>
Категория G		
30 кН < общ. вес трансп. средства ≤ 160 кН	5,0	40– <u>90</u>
Категория H	0,00–1,00 (<u>0,4</u>)	0,9–1,5 (<u>1,0</u>)

Примечания

1 В Таблице 6.2 указаны нормативные значения q_k и Q_k . Подчеркнутое значение является рекомендуемым. Значение q_k предназначено для определения общих параметров сечений изделий, значение Q_k распространяется на локальные воздействия.

2 В категории F для осевой нагрузки следует принимать длину стороны квадрата базовой поверхности колеса 100 мм и 200 мм – в категории G, при этом расположение осевой нагрузки должно быть самым неблагоприятным.

3 В категории H значение q_k допускается относить к площади A. Рекомендуемое значение данной площади составляет 10 м². Покрытия кровли, кроме листовой стали, следует рассчитывать на сосредоточенную нагрузку 1,5 кН при квадратной базовой поверхности с длиной стороны квадрата 50 мм. Для расчета покрытий кровли с рельефной или неравномерной поверхностью при расположении сосредоточенной нагрузки Q_k допускается применять фактическую базовую поверхность из предусмотренной классификации нагрузки. Значение q_k для проходов, являющихся частью путей эвакуации, следует определять по Таблице 6.2. Для служебных проходов применяется минимальное значение нормативной нагрузки, $Q_k = 1,5$ кН.

6.1.13 Нагрузки на производственные площади следует определять соответственно предусмотренному использованию и предусмотренному оснащению. Воздействия от вилочных погрузчиков и транспортных средств следует рассматривать как сосредоточенные нагрузки и применять вместе с равномерно распределенными нагрузками.

6.1.14 При наличии вилочных погрузчиков и транспортных средств их следует рассматривать как сосредоточенные нагрузки и принимать согласно подразделам 6.3.2.3 и 6.3.2.4 СН РК EN 1991-1-1:2002/2011.

6.1.15 Характеристические значения горизонтальной равномерно распределенной нагрузки q_k на высоте промежуточных стен до 1,20 м приведены в Таблице 6.3. Горизонтальную равномерно распределенную нагрузку для поверхностей, на которых в комплексе с общественными мероприятиями возможны большие скопления людей, например, на стадионах, трибунах, сценах, в залах для собраний и конференц-залах, следует устанавливать по категории C5.

Таблица 6.3 – Горизонтальные нагрузки на промежуточные стены и ограждения

Категория использования	q_k , кН/м ²
A	0,2–1,0 (<u>0,5</u>)
B и C1	0,2–1,0 (<u>0,5</u>)
C2 – C4 и D	0,8– <u>1,0</u>
C5	3,0– <u>5,0</u>
E	0,8– <u>2,0</u>

Примечание В Таблице 6.3 указаны характеристические значения q_k . Подчеркнутое значение является рекомендуемым.

6.1.16 Для учета собственного веса временных перегородок следует применять равномерно распределенную эквивалентную нагрузку, прибавляемую к переменным (приложенным) нагрузкам в соответствии с требованиями СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 (6.3.1.2(8)) и Таблицей 6.2.

6.1.17 В зависимости от собственного веса временных перегородок эту равномерно распределенную поверхностную нагрузку допускается устанавливать следующим образом:

- при собственном весе временной перегородки $\leq 1,0$ кН/м – $q_k = 0,5$ кН/м²;
- то же $\leq 2,0$ кН/м – $q_k = 0,8$ кН/м²;
- “ $\leq 3,0$ кН/м – $q_k = 1,2$ кН/м²;
- при более тяжелых временных перегородках следует учитывать возможные местоположения и направления, тип перекрытия.

6.1.18 Приложенную (переменную) нагрузку категорий использования площади помещений А – Е, I, в том числе для нескольких этажей, допускается уменьшать путем умножения на коэффициент уменьшения α_A , в соответствии с п.6.2.1(4) и Формулой (6.1) СН РК EN 1991-1-1:2002/2011, в зависимости от нагружаемой площади строительной конструкции:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0, \quad (6.1)$$

где ψ_0 – коэффициент к комбинационному значению переменного воздействия;

A_0 – 10,0 м²;

A – площадь нагружаемой поверхности.

Для категорий С и D коэффициент снижения следует принимать $\alpha_A \geq 0,6$.

6.1.19 Нагрузку на колонны и стены, определяемую по нагрузкам категорий использования площади помещений А – D для нескольких этажей, допускается умножить на коэффициент уменьшения α_n . Коэффициент уменьшения α_n рекомендуется определять по Формуле (6.2) СН РК EN 1991-1-1:2002/2011:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2)\psi_0}{n}, \quad (6.2)$$

где n – количество этажей ($n > 2$) выше нагружаемых опор и стен одной категории использования;

ψ_0 – коэффициент к комбинационному значению переменного воздействия.

При этом в соответствии с п.3.3.2(2)Р СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 следует применять либо коэффициент комбинаций ψ либо коэффициент уменьшения α_n .

Примечание – При этом для колонн и стен следует исключить использование одновременно двух коэффициентов уменьшения, α_A и α_n . Исходя из Пунктов 6.1.18 и 6.1.19 настоящего пособия следует, что рационально применять меньшее из значений – либо $\psi\alpha_A$, либо α_n .

6.1.20 Расчетное значение F_d силового воздействия F может быть представлено по Формуле (6.1) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011:

$$F_d = \gamma F_{rep} = \gamma \psi F_k, \quad (6.3)$$

где F_k – характеристическое значение силового воздействия;

F_{rep} – репрезентативное значение силового воздействия;

γ – частный коэффициент безопасности для воздействия, учитывающий возможность неблагоприятного отклонения воздействия по отношению к характерным значениям;

ψ – принимает значения 1,00 или ψ_0 , ψ_1 и ψ_2 .

Примечание – В Формуле (6.1) показан общий вид перехода от характеристического к расчетному значению отдельного силового воздействия (постоянного либо переменного). Видно, что в общем случае его требуется умножить на коэффициент безопасности γ и коэффициент к комбинационному значению переменного воздействия ψ .

6.1.21 Для всех видов силовых воздействий F принятой расчетной ситуации следует определить в соответствии с Подразделом 6.4.3 СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 расчетную комбинацию воздействий E_d . Комбинация эффектов воздействий, подлежащих рассмотрению, должна включать расчетное значение доминирующего переменного воздействия и расчетную комбинацию значений сопутствующих (сопровождающих) переменных воздействий. Комбинация воздействий для предельных состояний STR и EQU может быть выражена по Формуле (6.10) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (6.4)$$

или, в качестве альтернативы, как одна из двух Формул (6.10а, 6.10b) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, реализующих более неблагоприятное состояние (для предельного состояния STR):

$$\left\{ \begin{aligned} E_d &= \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \end{aligned} \right. \quad (6.5a)$$

$$\left\{ \begin{aligned} E_d &= \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \end{aligned} \right. \quad (6.5b)$$

где "+" – «должен сочетаться с»;

Σ – «комбинированный эффект от»;

ξ – коэффициент редукции для неблагоприятных постоянных воздействий G .

6.1.22 При аварийных расчетных ситуациях эффект воздействий E_d определяется по Формуле (6.11) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_d "+" (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}, \quad (6.6)$$

Допускается применять меньшее из значений $\psi_{1,1}$ и $\psi_{2,1}$.

6.1.23 Если косвенные силовые воздействия пожара не учитываются, то результат воздействий определяется путем анализа конструкций для комбинации воздействий для времени $t = 0$. Данный результат воздействия $E_{fi,d}$ допускается принимать постоянным в течение всей продолжительности пожара.

6.1.24 Общие коэффициенты комбинаций установлены в Таблице 6.4.

Таблица 6.4 – Числовые значения общих коэффициентов комбинаций

Воздействие	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Категория А: жилые здания	0,7	0,5	0,3
Категория В: офисные здания			
Категория С: зоны для собраний	0,7	0,7	0,6
Категория D: торговые площади			
Категория Е: складские площади	1,0	0,9	0,8
Категория F: вес транспортного средства ≤ 30 кН	0,7	0,7	0,6
Категория G: 30 кН < вес транспортного средства ≤ 160 кН	0,7	0,5	0,3
Категория Н: кровли	0,7	0	0
Снеговые нагрузки на здания (см. СН РК EN 1991-1-3:2003/2011):			
$s_k < 2,75$ кН/м ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ кН/м ²	0,7	0,5	0,3
Ветровые нагрузки на здания (см. СН РК EN 1991-1-4:2005/2011)	0,6	0,2	0

6.1.25 В качестве частных коэффициентов безопасности воздействий для предельных состояний несущей способности при расчете прочности и устойчивости (EQU) и при расчете резерва (остатка) несущей способности элементов конструкции

(STR) в постоянных и переходных расчетных ситуациях (см. Формулы (6.4) – (6.5б)) для нормальных условий следует применять значения из Таблицы 6.5.

Статическое равновесие (EQU) сооружения должно быть проверено с использованием данных Таблицы 6.5(А). Расчет конструктивных элементов (STR), должен быть выполнен с учетом данных Таблицы 6.5(В).

6.1.26 Коэффициенты безопасности для предельных состояний по несущей способности для аварийных расчетных ситуаций (Формула 6.6) должны приниматься равными 1,0. Расчет конструктивных элементов должен быть выполнен с учетом данных Таблицы 6.6.

6.1.27 При проверке предельного состояния статического равновесия сооружения (EQU) должно проверяться условие по Формуле (6.7) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011:

$$E_{d,dst} \leq R_{d,stab}, \quad (6.7)$$

где $E_{d,dst}$ – расчетное значение эффекта дестабилизирующих воздействий;

$R_{d,stab}$ – расчетное значение эффекта стабилизирующих воздействий.

6.1.28 При рассмотрении предельного состояния, связанного с разрушением или чрезмерной деформацией секции, элемента или соединения (STR) должно быть проверено по Формуле (6.8) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011:

$$E_d \leq R_d, \quad (6.8)$$

где E_d – расчетное значение эффекта воздействий, например внутренней силы, момента или вектора, характеризующего несколько внутренних сил и моментов;

R_d – расчетное значение соответствующего сопротивления (несущей способности).

6.1.1 Результаты воздействий при пожаре в соответствии с Формулой (4.1) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 допускается определять с использованием результатов, полученных при нормальных температурах:

$$E_{fi,d,t} = E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d, \quad (6.9)$$

где E_d – соответствующий расчетный результат воздействия из основной комбинации;

$E_{fi,d}$ – соответствующее постоянное расчетное значение результата воздействия при пожаре;

η_{fi} – приведенный коэффициент.

Таблица 6.5 – Расчетные значения воздействий

Расчетные ситуации	Постоянные воздействия		Ведущее воздействие	Сопроводительные воздействия
	неблагоприятные	благоприятные		прочие
EQU (группа А)				
Формула (6.4)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	$\gamma_{Gj,sup} = 1,10$	$\gamma_{Gj,inf} = 0,90$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$ – при неблагоприятном воздействии; $\gamma_{Q,1} = 0$ – при благоприятном воздействии	$\gamma_{Q,i} = 1,50$ – при неблагоприятном воздействии; $\gamma_{Q,i} = 0$ – при благоприятном воздействии
STR (группа В)				
Формула (6.4) либо (6.5a)/(6.5б)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
	$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$	$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$	$\gamma_{Q,1} = 1,50$ – при неблагоприятном воздействии; $\gamma_{Q,1} = 0$ – при благоприятном воздействии	$\gamma_{Q,i} = 1,50$ – при неблагоприятном воздействии; $\gamma_{Q,i} = 0$ – при благоприятном воздействии
	$\zeta = 0,85$			

Таблица 6.6 – Расчетные значения воздействий в аварийных расчетных ситуациях

Расчетная ситуация	Постоянные воздействия		Доминирующее воздействие	Сопроводительные воздействия	
	неблагоприятные	благоприятные		главные (при наличии)	прочие
Аварийная (Формула (6.7))	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	A_d	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

6.1.2 Для табличных данных (Раздел 10) уровень нагрузки определяется по Формуле (4.2) СН РК EN 1991-1-2:2008/2011:

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi,t} \cdot R_d, \quad (6.10)$$

где R_d – расчетное сопротивление элемента при нормальной температуре;
 $\eta_{fi,t}$ – коэффициент расчетного уровня нагрузки при пожаре.

6.1.3 Коэффициент η_{fi} комбинации нагрузок по Формуле (6.4) настоящего пособия определяется по Формуле (2.5) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}}, \quad (6.11)$$

где $Q_{k,1}$ – доминирующее переменное воздействие;
 G_k – характеристическое значение постоянного воздействия;
 γ_G – частный коэффициент безопасности для постоянного воздействия;
 $\gamma_{Q,1}$ – частный коэффициент безопасности для доминирующего переменного воздействия;
 ψ_{fi} – коэффициент комбинации для частых или квазипостоянных значений, заданный в виде $\psi_{1,1}$, или $\psi_{1,2}$.

Либо для комбинации нагрузок по Формулам (6.5a) и (6.5б) настоящего пособия согласно СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 Формулы (2.5a, 2.5b):

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}}, \quad (6.12a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}}, \quad (6.12б)$$

Примечания

1 Определяемая Формулой (6.11) зависимость коэффициента η_{fi} от отношения $Q_{k,1}/G_k$ с различными значениями $\psi_{1,1}$ приведена на Рисунке 6.1, со следующими допущениями: $\gamma_{GA}=1$, $\gamma_G = 1,35$ и $\gamma_Q = 1,5$ (в соответствии с данными Таблицы 6.5(В) настоящего пособия).

2 Допускается применять $\eta_{fi} = 0,7$.

6.2 Температурные воздействия

6.2.1 В соответствии с Подразделом 3.1 СН РК EN 1991-1-2:2002/2011, тепловые воздействия при пожаре на поверхность конструкции задаются результирующим тепловым потоком $\dot{h}_{net}$, Вт·м⁻², который определяется с учетом теплопередачи конвекцией и излучением по Формуле (3.1) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011:

$$\dot{h}_{net} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r}, \quad (6.13)$$

где $\dot{h}_{\text{net,c}}$ – результирующий удельный тепловой поток конвекцией;

$\dot{h}_{\text{net,r}}$ – результирующий удельный тепловой поток излучением.

6.2.2 Результирующий удельный тепловой поток конвекцией, $\text{Вт}\cdot\text{м}^{-2}$, определяется по Формуле (3.2) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011:

$$\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m), \quad (6.14)$$

где α_c – коэффициент теплоотдачи конвекцией, $\text{Вт}\cdot\text{м}^{-2}\cdot\text{К}^{-1}$;

θ_g – температура вблизи конструкции, $^{\circ}\text{C}$;

θ_m – температура поверхности конструкции, $^{\circ}\text{C}$.

6.2.3 Значение коэффициента теплоотдачи конвекцией, соответствующего номинальным (стандартному) температурным режимам, принимается равным $\alpha_c = 25 \text{ Вт}\cdot\text{м}^{-2}\cdot\text{К}^{-1}$ (для пожара углеводородов – $\alpha_c = 50 \text{ Вт}\cdot\text{м}^{-2}\cdot\text{К}^{-1}$, для упрощенных и общих моделей пожаров – $\alpha_c = 35 \text{ Вт}\cdot\text{м}^{-2}\cdot\text{К}^{-1}$).

6.2.4 На не обогреваемой стороне ограждающей конструкции суммарный тепловой поток определяется с использованием Формулы (6.13), принимая $\alpha_c = 4 \text{ Вт}\cdot\text{м}^{-2}\cdot\text{К}^{-1}$. Если принимается, что коэффициент теплоотдачи конвекцией включает теплоотдачу излучением, то $\alpha_c = 9 \text{ Вт}\cdot\text{м}^{-2}\cdot\text{К}^{-1}$.

6.2.5 Результирующий удельный тепловой поток излучением, $\text{Вт}\cdot\text{м}^{-2}$, определяется по Формуле (3.3) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011:

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot ((\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4), \quad (6.15)$$

где Φ – угловой коэффициент облученности;

ε_m – степень черноты поверхности конструкции;

ε_f – степень черноты пламени (пожара);

$\sigma = 5,67 \times 10^{-8} \text{ Вт}\cdot\text{м}^{-2}\cdot\text{К}^{-4}$ – постоянная Стефана – Больцмана;

θ_r – эффективная температура излучения пожара, $^{\circ}\text{C}$;

θ_m – температура поверхности конструкции, $^{\circ}\text{C}$.

Примечание – Степень черноты поверхности конструкции принимается $\varepsilon_m = 0,8$, степень черноты пламени (пожара) принимается $\varepsilon_f = 1$. Допускается угловой коэффициент облученности принимать равным 1,0, либо рассчитывать в соответствии с СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 (Приложение G).

6.2.6 Для полностью охваченной пламенем конструкции эффективная температура излучения пожара θ_r в соответствии с п.3.1(8) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 может быть принята равной температуре среды вблизи нее θ_g . Температура среды вблизи конструкции θ_g определяется с использованием номинальных температурных режимов или с помощью моделей пожара.

6.2.7 В соответствии с СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 различают номинальные температурные режимы пожаров и режимы пожаров, основанные на упрощенном и общем моделировании.

6.2.8 К номинальным температурным режимам относят:

– стандартный температурный режим, определяемый по Формуле (3.4) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011:

$$\theta_g = 20 + 345 \lg(8t + 1), \quad (6.16)$$

где θ_g – температура среды вблизи конструкций, °C;

t – время, мин.

– температурный режим наружного пожара, определяемый по Формуле (3.5) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011:

$$\theta_g = 660 \cdot (1 - 0,687 e^{-0,32t} - 0,313 e^{-3,8t}) + 20, \quad (6.17)$$

где θ_g – температура среды вблизи конструкции, °C;

t – время, мин.

– температурный режим пожара углеводородов, определяемый по Формуле (3.6) СН РК EN 1991-1-2:2002/2011:

$$\theta_g = 1080 (1 - 0,325 e^{-0,167t} - 0,675 e^{-2,5t}) + 20, \quad (6.18)$$

где θ_g – температура среды вблизи конструкции, °C;

t – время, мин.

6.2.9 Упрощенные модели пожаров базируются на установленных физических параметрах (удельная пожарная нагрузка, теплопоглощающая способность ограждающих конструкций, проемность) с ограниченной областью применения (для площади пожарного отсека не более 500 м² и максимальной высотой до 4 м).

6.2.10 Различают объемные и локальные упрощенные модели пожаров. Распределение температуры в зависимости от времени для объемных пожаров принимается равномерным (среднеобъемным), для локальных пожаров – неравномерным. При невозможности объемного воспламенения в расчете должны быть приведены тепловые воздействия локального пожара.

6.2.11 Для находящихся внутри здания конструкций метод расчета объемных пожаров приведен в Приложении А СН РК EN 1991-1-2:2002/2011. Метод расчета локального пожара приведен в Приложении С СН РК EN 1991-1-2:2002/2011.

6.2.12 Общие модели пожаров должны учитывать:

- свойства среды (газов);
- массообмен;

– теплообмен (энергетический обмен).

6.2.13 Различают следующие виды общих моделей:

– однозонные модели, основанные на равномерном распределении температуры в помещении в зависимости от времени;

– двухзонные модели, основанные на использовании двух слоев: верхнего с равномерным распределением температуры и толщиной, зависящими от времени, а также нижнего с равномерной, зависящей от времени более низкой температурой;

– вычислительные газодинамические (полевые) модели, определяющие рост температуры в помещении в зависимости от продолжительности пожара и пространственного расположения.

6.2.14 Методы расчета тепловых воздействий при использовании однозонной, двухзонной или полевой модели приведены в СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 (Приложение D).

Примеры

1 (к 6.1.17) Вес кирпичной перегородки толщиной 120 мм и высотой 2,5 м при удельном весе кирпича 1500 кг/м³ составляет 4,5 кН/м. В данном случае нельзя применять равномерно распределенную эквивалентную нагрузку, воздействие перегородки следует учитывать как сосредоточенную нагрузку.

2 (к 6.1.19) Для расчета 8-этажного офисного здания с шагом колонн в двух направлениях 6,0 м (площадь загружаемой поверхности 36 м²):

Коэффициент снижения α_A :

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A} = \frac{5}{7} \times 0,7 + \frac{10}{36} = 0,78.$$

Коэффициент снижения α_n :

$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \cdot \psi_0}{n} = \frac{2 + (8 - 2) \times 0,7}{8} = 0,78.$$

Из формулы

$$\psi \cdot \alpha_A = 0,7 \times 0,78 = 0,54 < \alpha_n = 0,78.$$

Поэтому в расчете для колонн и стен наиболее рационально использовать комбинации коэффициентов $\psi \cdot \alpha_A$.

3 (к Таблице 6.5) Монолитное железобетонное перекрытие толщиной 140 мм эксплуатируется с размещенными на нем магазинами розничной торговли. Определить суммарное силовое воздействие на перекрытие для предельного состояния (STR) при нормальных условиях.

В соответствии с Пунктом 6.1.5 собственный вес перекрытия относится к постоянным силовым воздействиям. Его удельный вес согласно Таблице A.1 СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 составляет с учетом армирования $\gamma = 25$ кН/м³. Соответственно, характеристическое значение постоянной нагрузки на перекрытие составляет $G_k = 25 \times 0,14 = 3,5$ кН/м².

Переменное (приложенное) характеристическое воздействие в соответствии с Пунктом 6.1.9 и Таблицам 6.1 и 6.2 определяется как для категории D1 равным $q_k = 4,0$ кН/м² и $Q_k = 4,0$ кН. Воздействие

учитывает в себе все возможные переменные нагрузки согласно Пункту 6.1.6, поэтому в комбинациях оно принято единичным.

В соответствии с Пунктом 6.1.24 и Таблицей 6.4 коэффициенты комбинации для торговых площадей принимают значения: $\psi_0 = \psi_1 = 0,7$; $\psi_2 = 0,6$.

В соответствии с Таблицей 6.5 для предельного состояния (STR) коэффициенты безопасности равны: $\gamma_{G,\text{sup}} = 1,35$; $\gamma_{Q,i} = 1,50$.

Согласно Формуле (6.4) с учетом отсутствия усилия предварительного напряжения и иных переменных нагрузок кроме q_k (Q_k):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} =$$

$$= \gamma_{G,\text{sup}} \cdot G_{k,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} = 1,35 \times 3,5 + 1,50 \times 4,0 = 10,73 \text{ кН/м}^2.$$

Согласно Формуле (6.5а) с учетом отсутствия усилия предварительного напряжения P и иных переменных нагрузок кроме q_k (Q_k):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} =$$

$$= \gamma_{G,\text{sup}} G_{k,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} = 1,35 \times 3,5 + 1,50 \times 0,7 \times 4,0 = 8,93 \text{ кН/м}^2.$$

Согласно Формуле (6.5б) с учетом отсутствия усилия предварительного напряжения P и иных переменных нагрузок кроме q_k (Q_k):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} =$$

$$= \xi \cdot \gamma_{G,\text{sup}} \cdot G_{k,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} = 0,85 \times 1,35 \times 3,5 + 1,50 \times 4,0 = 10,02 \text{ кН/м}^2.$$

В соответствии с Пунктом 6.1.21 допускается принимать альтернативно либо результат комбинации по Формуле (6.4) либо максимальный результат комбинации воздействий по Формулам (6.5а) и (6.5б). Очевидно, что наиболее выгодной с точки зрения материалоемкости конструкций является комбинация воздействий, определенная с использованием Формулы (6.5б). Либо с коэффициентом уменьшения и площади загружаемой поверхности 36 м^2 :

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A} = \frac{5}{7} \times 0,7 + \frac{10}{36} = 0,78,$$

$$E_d = \xi \cdot \gamma_{G,\text{sup}} \cdot G_{k,\text{sup}} + \gamma_{Q,1} \cdot \alpha_A \cdot Q_{k,1} = 0,85 \times 1,35 \times 3,5 + 1,50 \times 0,78 \times 4,0 = 8,70 \text{ кН/м}^2.$$

Суммарное силовое воздействие на перекрытие для предельного состояния (STR) при нормальных условиях составляет $8,70 \text{ кН/м}^2$ (либо сосредоточенная нагрузка – $4,68 \text{ кН}$).

4 (к Таблице 6.6) Монолитное железобетонное перекрытие толщиной 140 мм эксплуатируется с размещенными на нем магазинами розничной торговли. Определить суммарное силовое воздействие на перекрытие для предельного состояния (STR) в аварийной расчетной ситуации. На основании данных предыдущего примера, а также Формулы (6.6), с учетом, того, что $\psi_2 = 0,6$ принимает меньшее, более рациональное значение ($\psi_1 = 0,7$), а также принимая в соответствии с Пунктом 3.4.9 аварийное воздействие $A_d = 0$, суммарное силовое воздействие составит:

$$E_{fi,d} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \min\{\psi_{1,1}; \psi_{2,1}\} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} =$$

$$= G_{k,supp} + \psi_{2,1} \cdot \alpha_A \cdot Q_{k,1} = 3,5 + 0,6 \times 0,78 \times 4,0 = 5,37 \text{ кН/м}^2.$$

Очевидно, что суммарное силовое воздействие на перекрытие при нормальных условиях всегда выше суммарного силового воздействия при аварийной ситуации пожара.

5 (к 6.1.31) Железобетонная многпустотная плита перекрытия весом $3,0 \text{ кН/м}^2$ эксплуатируется в жилом здании. Согласно Пункту 6.1.5, постоянное воздействие G_k принимается равным собственному весу плиты, $3,0 \text{ кН/м}^2$.

В соответствии с Таблицей 6.1 и 6.2, переменное (приложенное) характеристическое воздействие для плиты составляет $2,0 \text{ кН/м}^2$. Воздействие учитывает в себе все возможные переменные нагрузки согласно п.6.1.6, поэтому в комбинациях оно принято единичным. В соответствии с Пунктом 6.1.24 и Таблице 6.4 коэффициенты комбинаций для жилых площадей принимают значения: $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,5$; $\psi_2 = 0,3$.

В соответствии с Таблицей 6.5 для предельного состояния (STR) коэффициенты безопасности равны: $\gamma_{G,sup} = 1,35$; $\gamma_{Q,i} = 1,50$.

Таким образом, коэффициент η_{fi} для комбинации нагрузок в соответствии с Формулой (6.11) для $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$ составит:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,0 + 0,5 \times 2,0}{1,35 \times 3,0 + 1,50 \times 2,0} = 0,57.$$

То же самое значение коэффициента $\eta_{fi} = 0,57$ для комбинации нагрузок можно определить по Рисунку 6.1 для соотношения $Q_{k,1}/G_k = 2,0/3,0 = 0,67$ и коэффициента для частных значений переменных воздействий $\psi_{1,1}$, равного $0,5$.

Коэффициент η_{fi} для комбинации нагрузок в соответствии с Формулой (6.11) для $\psi_{fi} = \psi_{2,1}$ составит:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,0 + 0,3 \times 2,0}{1,35 \times 3,0 + 1,50 \times 2,0} = 0,51.$$

Коэффициент η_{fi} для комбинации нагрузок в соответствии с Формулой (6.12а) для $\psi_{fi} = \psi_{2,1}$ составит:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,0 + 0,3 \times 2,0}{1,35 \times 3,0 + 1,50 \times 0,7 \times 2,0} = 0,59.$$

Коэффициент η_{fi} для комбинации нагрузок в соответствии с Формулой (6.12б) для $\psi_{fi} = \psi_{2,1}$ составит:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} \cdot Q_{k,1}}{\xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}} = \frac{3,0 + 0,3 \times 2,0}{0,85 \times 1,35 \times 3,0 + 1,50 \times 2,0} = 0,56.$$

По результатам расчета видно, что наименьшее, рациональное значение может быть получено в соответствии с Формулой (6.11) для $\psi_{fi} = \psi_{2,1}$.

Рисунок 6.1 – Зависимость коэффициента η_{fi} от отношения $Q_{k,1}/G_k$

7 ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ

7.1 Общие данные

7.1.1 Прочностные и деформационные свойства бетона и арматуры в настоящем пособии в соответствии с п.4.2(1) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 указаны в характеристических значениях. Для параметров жесткости (например, модуль упругости) и коэффициентов теплового расширения приняты средние значения (согласно п.4.2(8) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011).

7.1.2 Расчетные значения механических (прочностных и деформационных) характеристик материалов $X_{d,fi}$ в соответствии с п.2.3(1)Р СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (принимая для расчетов огнестойкости частный коэффициент безопасности $\gamma_{M,fi}=1,0$) определяются по Формуле (2.1) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$X_{d,fi} = \frac{k_{\theta} X_k}{\gamma_{M,fi}} = k_{\theta} X_k, \quad (7.1)$$

где X_k – характеристическое значение прочностных или деформационных характеристик (обычно f_k или E_k) при нормальной температуре;

k_{θ} – коэффициент снижения прочностных или деформационных характеристик ($X_{d,\theta}/X_k$) материала в зависимости от его температуры;

$\gamma_{M,fi}$ – частный коэффициент безопасности для соответствующей характеристики материала при пожаре.

7.1.3 В соответствии с п.2.3(2)Р СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 расчетные значения теплотехнических характеристик материалов $X_{d,fi}$ принимаются равными их характеристическим значением $X_{k,\theta}$ (принимая частный коэффициент безопасности $\gamma_{M,fi} = 1,0$).

7.2 Характеристики бетона

7.2.1 Прочность бетона на одноосное сжатие обозначается классами бетона по прочности (см. Таблицу 7.1), и определяется в соответствии с Таблицей 3.1 и Таблицей 11.3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и СТ РК EN 206-1 с обозначением в виде Cx/y (для нормального бетона), где x - характеристическая (5 %) цилиндрическая прочность при сжатии f_{ck} , y - характеристическая (5 %) кубиковая прочность при сжатии $f_{ck,cube}$. Для определения расчетного значения прочности бетона используется характеристическое значение цилиндрической прочности при сжатии f_{ck} .

Примечание – В соответствии с СТ РК EN 206-1, образцы-цилиндры выполняют диаметром 150 мм и высотой 300 мм, образцы-кубы – с длиной ребра 150 мм. Все образцы испытывают в возрасте 28 суток.

Таблица 7.1 – Характеристические значения прочностных и деформационных свойств нормального бетона

Классы прочности бетона														
Класс бетона	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} , %	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44

7.2.2 В соответствии с п.3.1.3(2) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, модуль упругости бетона зависит от модулей упругости его составляющих. Приближенные значения модуля упругости E_{cm} , определенные для секущей, проведенной через точки $\sigma_c = 0$ и $0,4 \cdot f_{cm}$ для

бетона на кварцевых заполнителях, приведены в Таблице 7.1. При заполнителях из известняка или песчаника эти значения должны быть уменьшены соответственно на 10 % и 30 %. При базальтовых заполнителях значение должно быть увеличено на 20 %.

7.2.3 [п.3.1.3(4) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011] Коэффициент Пуассона может быть принят равным 0,2 для бетона без трещин и равным 0 для бетона с трещинами.

7.2.4 Прочностные и деформационные характеристики одноосно напряженного состояния бетона принято отображать в виде диаграммы деформирования. Вид диаграммы деформирования бетона при повышенных температурах показан на Рисунке 7.1.

7.2.5 Характерные точки диаграммы деформирования (предельные значения при расчете) определяются:

- предельным сопротивлением сжатию $f_{c,\theta}$;
- относительной деформацией $\varepsilon_{c1,\theta}$, соответствующей $f_{c,\theta}$;
- предельной относительной деформацией $\varepsilon_{cu1,\theta}$.

Для деформаций $\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$ (растущая ветвь диаграммы на Рисунке 7.1) зависимость от действующих напряжений между точками с координатами (0; 0) и ($f_{c,\theta}$; $\varepsilon_{c1,\theta}$) принимается в виде эмпирической зависимости по Рисунку (3.1) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$\sigma(\theta) = \frac{3\varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)} \quad (7.2)$$

Для диапазона $\varepsilon_{c1,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$ (ниспадающая ветвь диаграммы на Рисунке 7.1) допускается линейная интерполяция между точками с координатами ($f_{c,\theta}$; $\varepsilon_{c1,\theta}$) и (0; $\varepsilon_{cu1,\theta}$).

7.2.6 Значения прочностных и деформационных свойств бетона при нагреве (для режимов от 2 до 50 К · мин⁻¹) приведены в Таблице 7.2 в соответствии с Таблицей 3.1 СН РК EN 1992-1-2:2004/2011. Для промежуточных значений температуры допускается линейная интерполяция. Указанные в Таблице 7.2 значения в соответствии с п.3.2.2.1(4) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 применимы для бетона нормальной плотности с силикатным (гранитным) и карбонатным (известняковым, содержащим не менее 80 % от массы карбонатной составляющей) заполнителями.

7.2.7 Для тепловых воздействий (Подраздел 6.2 настоящего пособия), имитирующих реальный пожар, математическую модель диаграммы деформирования бетона следует модифицировать, особенно для ниспадающей ветви.

Примечания

1 Способ модификации ниспадающей ветви диаграммы деформирования бетона приведен в Приложении С СН РК EN 1994-1-2:2005/2011.

2 Возможное увеличение сопротивления бетона в фазе охлаждения в расчетах не учитывается.

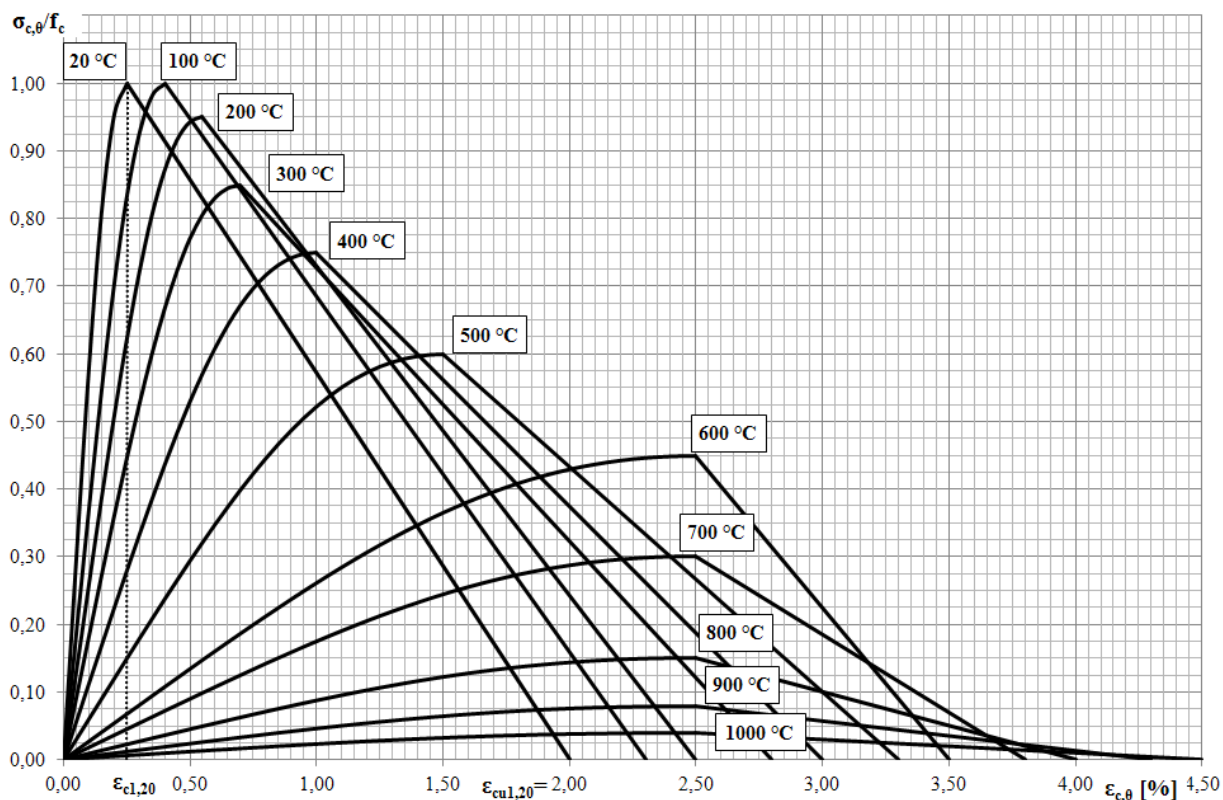


Рисунок 7.1 – Математическая модель диаграммы деформирования сжатого бетона на силикатном заполнителе при повышенных температурах (Формула 7.2)

Таблица 7.2 – Значения основных параметров диаграммы деформирования сжатого бетона при повышенных температурах

Температура бетона θ , °C	Силикатный заполнитель			Карбонатный заполнитель			$k_{c,t}(\theta)$
	$k_{\theta}=f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$k_{\theta}=f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	
1	2	3	4	5	6	7	8
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200	1,00
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225	1,00
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250	0,80
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275	0,60
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300	0,40
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325	0,20
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350	0,00
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375	0,00
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400	0,00
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425	0,00
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450	0,00
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475	0,00
1200	0,00	—	—	0,00	—	—	0,00

7.2.8 Сопротивление бетона растяжению в упрощенных или общих методах расчета допускается не учитывать, в противном случае следует учитывать, что снижение характеристического сопротивления бетона растяжению учитывается коэффициентом $k_{c,t}(\theta)$ (см. Таблицу 7.2) по Формуле (3.1) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) \cdot f_{ck,t} \quad (7.3)$$

7.2.9 В соответствии с п.3.1.7(3) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 при расчете изгибаемых конструкций может приниматься равномерное распределение напряжений по высоте эффективной сжатой зоны сечения (см. Рисунок 7.2). Значение коэффициента λ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения и значение коэффициента η для определения эффективной прочности следуют из Формул (3.19-3.22) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \quad (7.4)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad \text{для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа} \quad (7.5)$$

$$\eta = 1,0 \quad \text{для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \quad (7.6)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad \text{для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа}. \quad (7.7)$$

Примечание – Если ширина сжатой зоны сечения уменьшается по направлению к более сжатой грани сечения, то значение ηf_{cd} следует уменьшить на 10 %.

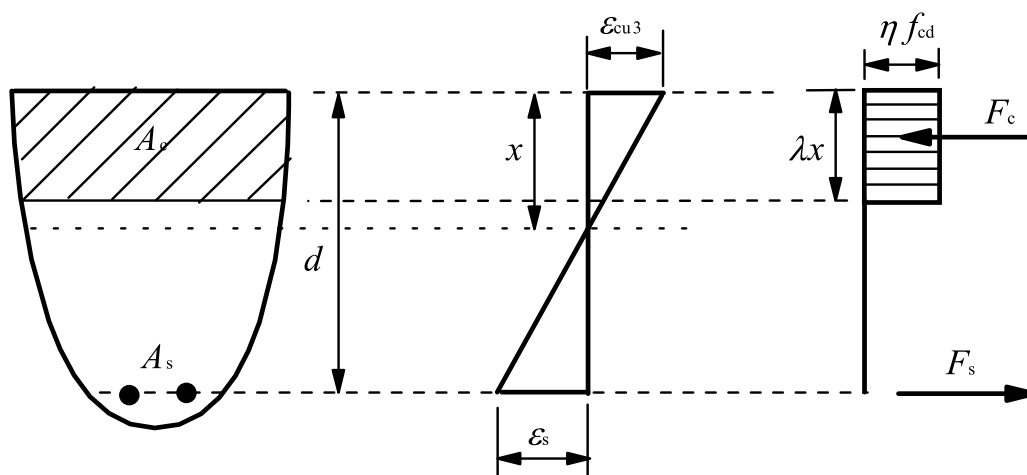


Рисунок 7.2 – Прямоугольное распределение напряжений

7.2.10 Температурная деформация $\varepsilon_c(\theta)$ бетона относительно размеров конструкции при температуре 20 °С, определяется в соответствии с п.3.3.1(1) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (зависимость температурного расширения бетона от температуры приведена на Рисунке 7.3):

– для силикатных заполнителей

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \cdot \theta + 2,3 \times 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad \text{при } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}; \quad (7.8)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \times 10^{-3} \quad \text{при } 700^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}; \quad (7.9)$$

– для карбонатных заполнителей

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \cdot \theta + 1,4 \times 10^{-11} \cdot \theta^3 \quad \text{при } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805^\circ\text{C}; \quad (7.10)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \times 10^{-3} \quad \text{при } 805^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}, \quad (7.11)$$

где θ – температура бетона, $^\circ\text{C}$.

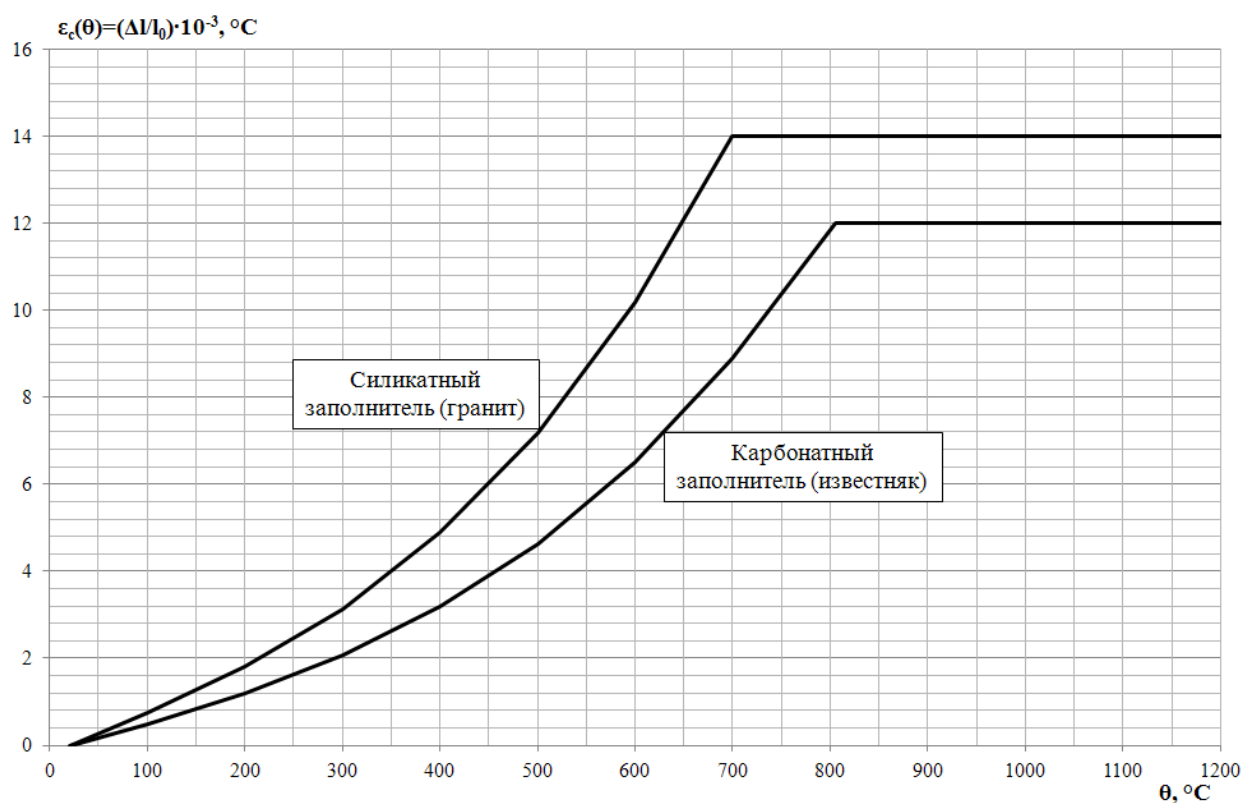


Рисунок 7.3 – Общее температурное расширение бетона

7.2.11 Удельная теплоемкость $c_p(\theta)$, $\text{Дж} \cdot \text{кг}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$, бетона в сухом состоянии ($u = 0\%$) определяется в соответствии с п.3.3.2(1) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$c_p(\theta) = 900 \quad \text{при } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}; \quad (7.12)$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \quad \text{при } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}; \quad (7.13)$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \quad \text{при } 200 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400 \text{ }^{\circ}\text{C}; \quad (7.14)$$

$$c_p(\theta) = 1100 \quad \text{при } 400 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200 \text{ }^{\circ}\text{C}, \quad (7.15)$$

где θ – температура бетона, $^{\circ}\text{C}$.

В соответствии с п.3.3.2 СН РК EN 1992-1-2:2004/2011, если в расчетных методах влажность не учитывается особым образом, то указанная для удельной теплоемкости бетона с силикатным и карбонатным заполнителями функция дополняется постоянной $c_{p,\text{peak}}$, расположенной между 100 $^{\circ}\text{C}$ и 115 $^{\circ}\text{C}$:

$$c_{p,\text{peak}} = 900 \text{ Дж} \cdot \text{кг}^{-1} \cdot \text{K}^{-1} \quad \text{– для влажности } 0 \% \text{ от массы бетона}; \quad (7.16)$$

$$c_{p,\text{peak}} = 1470 \text{ Дж} \cdot \text{кг}^{-1} \cdot \text{K}^{-1} \quad \text{– то же, } 1,5 \%; \quad (7.17)$$

$$c_{p,\text{peak}} = 2020 \text{ Дж} \cdot \text{кг}^{-1} \cdot \text{K}^{-1} \quad \text{– то же, } 3,0 \%, \quad (7.18)$$

с последующим линейным уменьшением удельной теплоемкости в интервале от 115 $^{\circ}\text{C}$ (соответствует $c_{p,\text{peak}}$) до 200 $^{\circ}\text{C}$ (соответствует 1000 Дж $\cdot$ кг $^{-1}$ $\cdot$ К $^{-1}$). Для других значений влажности допускается линейная интерполяция. Изменение коэффициента удельной теплоемкости с учетом $c_{p,\text{peak}}$ приведено на Рисунке 7.4.

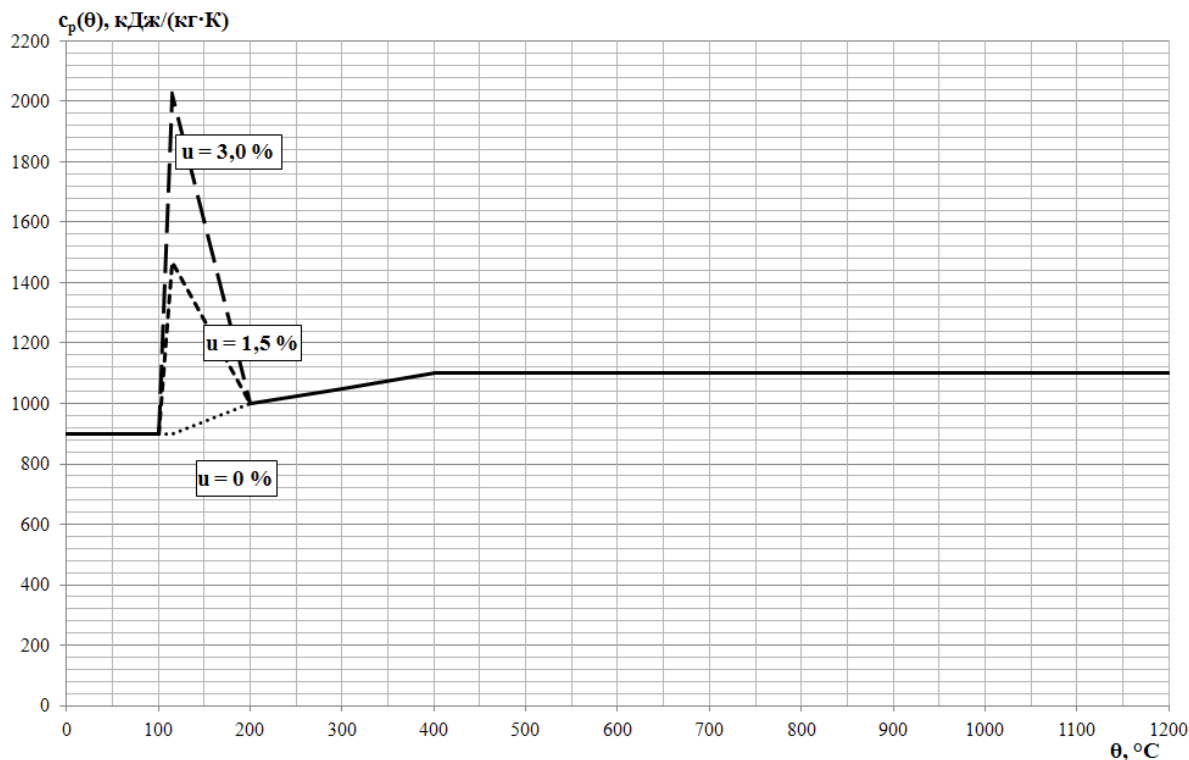


Рисунок 7.4 – Зависимость коэффициента удельной теплоемкости бетона $c_p(\theta)$ от температуры и влажности (u)

7.2.12 Зависимость плотности от температуры, обусловленная потерей влаги, определяется в соответствии с п.3.3.2(3) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (см. также Рисунок 7.5):

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \quad \text{при } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115\text{ }^{\circ}\text{C}; \quad (7.19)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \cdot (1 - 0,02 \cdot (\theta - 115)/85) \quad \text{при } 115\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200\text{ }^{\circ}\text{C}; \quad (7.20)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \cdot (0,98 - 0,03 \cdot (\theta - 200)/200) \quad \text{при } 200\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^{\circ}\text{C}; \quad (7.21)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ }^{\circ}\text{C}) \cdot (0,95 - 0,07 \cdot (\theta - 400)/800) \quad \text{при } 400\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}. \quad (7.22)$$



Рисунок 7.5 – Зависимость относительной плотности бетона $\rho(\theta)/\rho(20\text{ }^{\circ}\text{C})$ от температуры

7.2.13 Коэффициент теплопроводности бетона λ_c , Вт $\cdot$ м $^{-1}$ К $^{-1}$, бетона нормальной плотности принимается равным нижнему предельному значению в соответствии с п.3.3.3(2) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (см. также Рисунок 7.6):

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 \cdot (\theta/100) + 0,0057 \cdot (\theta/100)^2 \quad \text{при } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}, \quad (7.23)$$

где θ_c – температура бетона.



Рисунок 7.6 – Зависимость коэффициента теплопроводности бетона от температуры

7.3 Характеристики арматуры

7.3.1 В соответствии с п.3.2.2(3)Р СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 положения настоящего пособия применимы для конструкций с использованием горячекатаной, холоднодеформированной арматуры (проволоки) без предварительного напряжения с пределом текучести $f_{yk} = 400$ до 600 МПа, соответствующих либо СТ РК EN 10080, либо СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (Приложение С).

Примечания

1 Не зависимо от стандарта на изготовление арматуры, все требуемые свойства согласно 3.2.1(4)Р СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 должны быть подтверждены испытаниями в соответствии с СТ РК EN 10080. При этом маркировка арматуры должна в явном виде отражать способ изготовления арматуры (горячекатаная либо холоднодеформированная), т.к. это определяет скорость снижения прочностных характеристик при нагреве (см. Таблицу 7.4).

2 В Приложении С СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 приведена классификация арматуры по деформативности (пластичности) – с использованием величин полного относительного удлинения при максимальной нагрузке (ε_{uk}) и отношения временного сопротивления разрыву к физическому или условному пределу текучести (f_t/f_{yk}) – и присвоением одного из классов А, В либо С (см. также Рисунок 3.7 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011). Указанные характеристики допускается принимать из иных стандартов на арматуру, при условии что их методы испытаний соответствуют СТ РК EN 10080.

7.3.2 [п.3.2.3(1)Р СН РК EN 1992-1-1:2004/2011] Предел текучести f_{yk} (или условный предел текучести $f_{0,2k}$ при остаточной относительной деформации 0,2 %) и предел прочности при растяжении f_{tk} определяются соответственно как характеристические значения нагрузки, соответствующей текучести, или характеристическая максимальная нагрузка при прямом осевом растяжении, деленные на номинальную площадь сечения.

7.3.3 В соответствии с п.3.3.1(4) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 положения настоящего пособия применимы для холоднодеформированной (sw) (проволока и канаты) и термически упрочненной (q&t) (стержни) напрягаемой арматуры, соответствующей EN 10138 (все части).

Примечание – Допускается применение иных стандартов на напрягаемую арматуру, при этом способы производства и испытания соответствуют EN 10138 (все части).

7.3.4 Для напрягаемых сталей в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (3.3.1(5)P) установлены характеристические предельные значения прочности на растяжение, условного предела текучести при остаточной относительной деформации 0,1 % и относительные деформации при достижении максимальной нагрузки, обозначенные соответственно f_{pk} , $f_{p0,1k}$ и ε_{uk} .

7.3.5 [п.3.3.3(1)P СН РК EN 1992-1-1:2004/2011] Условный предел текучести при остаточной деформации 0,1 % ($f_{p0,1k}$) и характеристическое значение предела прочности на растяжение (f_{pk}) определяются как характеристические значения нагрузки при остаточной деформации 0,1 % и максимальной нагрузки при осевом растяжении соответственно, деленные на номинальную площадь поперечного сечения.

7.3.6 В соответствии с подразделами 3.2.7 и 3.3.6 СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 все расчеты должны выполняться на основе значений номинальной площади поперечного сечения арматуры и характеристических значений сопротивлений. Среднее значение плотности может быть принято равным 7850 кг/м³. Расчетное значение модуля упругости E_s может быть принято равным 200 ГПа для ненапрягаемой арматуры, 205 ГПа для проволок и стержней, 195 ГПа для канатов.

7.3.7 Прочностные и деформационные характеристики арматуры при повышенных температурах принимаются по параметрам диаграммы деформирования (Таблица 7.3). Диаграмма деформирования стали при нагреве (как растянутой, так и сжатой – см. Рисунок 7.3) определяется тремя параметрами:

- модуль упругости $E_{s,0}$;
- предел пропорциональности $f_{sp,0}$;
- максимальный уровень напряжения $f_{sy,0}$.

7.3.8 Значения характеристик арматуры при повышенных температурах (в том числе для тепловых воздействий, имитирующих реальный пожар), указанных в настоящем пособии, приведены в Таблицах 7.4 и 7.5, соответственно, для ненапрягаемой и напрягаемой арматуры в зависимости от температуры нагрева. Для промежуточных значений температуры допускается линейная интерполяция.

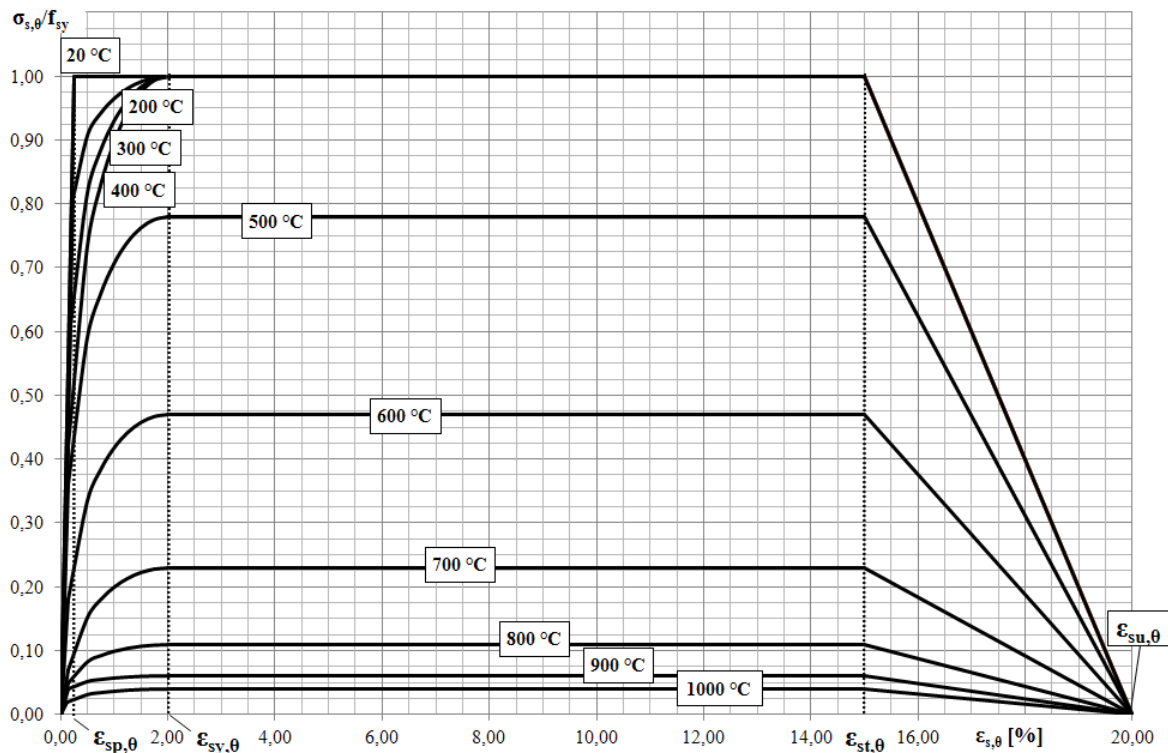


Рисунок 7.3 – Математическая модель диаграммы деформирования растянутой (сжатой) горячекатаной арматуры $f_{sy,\theta} = 500$ МПа при повышенных температурах

Таблица 7.3 – Математические зависимости основных параметров диаграммы деформирования арматуры при повышенных температурах

Диапазон деформаций	Напряжение $\sigma_{s,\theta}$	Модуль упругости $E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a \sqrt{a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} \cdot \left(1 - \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta})}{(\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})} \right)$	—
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0	—
Характеристики	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta}/E_{s,\theta}$; $\varepsilon_{sy,\theta}=0,02$; $\varepsilon_{st,\theta}=0,15$; $\varepsilon_{su,\theta} = 0,2$ Арматура класса А (7.3.1): $\varepsilon_{pt,\theta}=0,05$; $\varepsilon_{pu,\theta} = 0,1$	
Вспомогательные переменные	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right);$ $b^2 = c \cdot (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} + c^2;$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	
Примечание – Для напрягаемой арматуры подстрочный индекс «s» следует заменять на «p».		

Таблица 7.4 – Значения параметров диаграммы деформирования горячекатаной и холоднодеформированной арматуры при повышенных температурах

Температура арматуры θ , °C	$f_{sy,\theta}/f_{yk}$		$f_{sp,\theta}/f_{yk}$		$E_{s,\theta}/E_s$	
	горячекатаная	холоднодеформированная	горячекатаная	холоднодеформированная	горячекатаная	холоднодеформированная
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Таблица 7.5 – Значения параметров диаграммы деформирования холоднодеформированной (cw) (проволока и канаты) и термически упрочненной (q&t) (стержни) напрягаемой арматуры при повышенных температурах

Температура арматуры θ , °C	$f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$			$f_{dp,\theta}/(\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta}/E_p$		$\varepsilon_{pt,\theta}$	$\varepsilon_{pu,\theta}$
	cw		q&t	cw	q&t	cw	q&t	cw, q&t	cw, q&t
	Класс А	Класс В							
1	2a	2b	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	1,00	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,050	0,100
300	0,70	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,055	0,105
400	0,50	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,30	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,14	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,06	0,08	0,15	0,03	0,09	0,1	0,10	0,075	0,125
800	0,04	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140

Таблица 7.5 (продолжение)

Температура арматуры θ , °C	$f_{py,\theta}/(\beta f_{pk})$			$f_{pp,\theta}/(\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta}/E_p$		$\varepsilon_{pt,\theta}$	$\varepsilon_{pu,\theta}$
	cw		q&t	cw	q&t	cw	q&t	cw, q&t	cw, q&t
	Класс А	Класс В							
1	2а	2б	3	4	5	6	7	8	9
1100	0,00	0,00	0,00	00,0	00,0	00,0	00,0	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	00,0	00,0	00,0	00,0	0,100	0,150
Примечания 1 При промежуточных значениях температуры допускается линейная интерполяция. 2 Коэффициент β см. в п. 7.3.10 настоящего пособия.									

7.3.9 Прочностные и деформационные характеристики напрягаемой арматуры при повышенных температурах определяются математической моделью, аналогичной ненапрягаемой арматуре.

7.3.10 В соответствии с п.3.2.4(2) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 значение коэффициента β в Таблице 7.5 определяется для арматуры класса А по Формуле (3.2) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$\beta = \left[\left(\frac{\varepsilon_{ud} - \frac{f_{p0,1k}}{E_p}}{\varepsilon_{uk} - \frac{f_{p0,1k}}{E_p}} \right) \times \left(\frac{f_{pk} - f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right) + \frac{f_{p0,1k}}{f_{pk}} \right]. \quad (7.24)$$

Для класса В коэффициент β следует принимать равным 0,9.

7.3.11 Температурное расширение $\varepsilon_s(\theta)$, исходя из длины при температуре 20 °C, определяется согласно п.3.4(1) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (см. также Рисунок 7.4):

– для ненапрягаемой арматуры:

$$\varepsilon_s(\theta) = -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \times \theta + 0,4 \times 10^{-8} \cdot \theta^2 \text{ при } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 750 \text{ °C}; \quad (7.25)$$

$$\varepsilon_s(\theta) = 11 \times 10^{-3} \quad \text{при } 750 \text{ °C} < \theta \leq 860 \text{ °C}; \quad (7.26)$$

$$\varepsilon_s(\theta) = -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \cdot \theta \quad \text{при } 860 \text{ °C} < \theta \leq 1200 \text{ °C}; \quad (7.27)$$

– для напрягаемой арматуры:

$$\varepsilon_s(\theta) = -2,016 \times 10^{-4} + 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \times 10^{-8} \cdot \theta^2 \quad \text{при } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 1200 \text{ °C}, \quad (7.28)$$

где θ – температура арматуры.

Пример (к 7.1.2) Определить расчетную прочность бетона класса С25/30 на сжатие при температуре 500 °С:

В соответствии с Таблицей 7.1 характеристическая прочность бетона класса С25/30 на сжатие f_{ck} составляет 25 МПа. Коэффициент снижения прочности бетона k_θ при температуре 500 °С в соответствии с Таблицей 7.2 составляет 0,6. Таким образом, расчетная прочность бетона при заданной температуре составит:

$$f_{cd,fi} = k_\theta \cdot f_{ck} = 25 \times 0,6 = 15 \text{ МПа.}$$

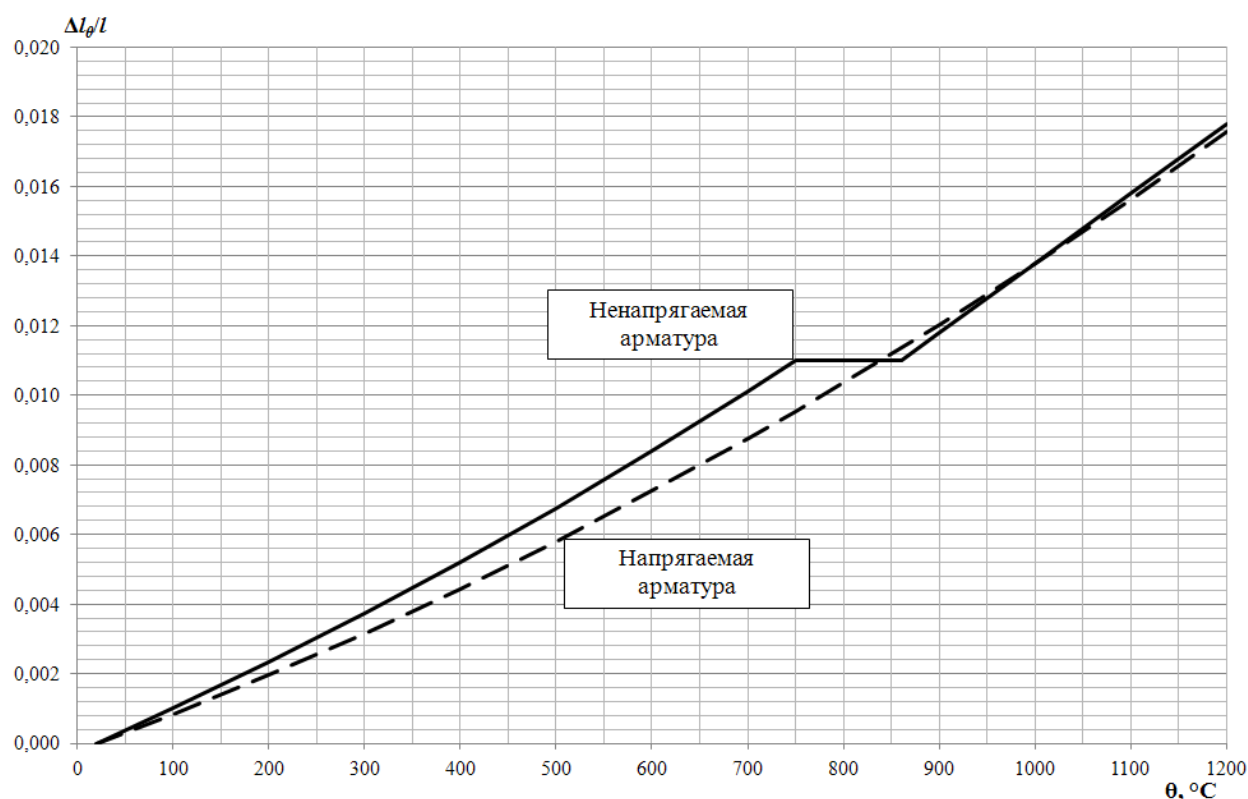


Рисунок 7.4 – Общее температурное расширение арматуры

8 УПРОЩЕННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА

8.1 Общие сведения

8.1.1 Упрощенный метод расчета сечений, нормальных к продольной оси конструкции, в соответствии с п.4.2.1(1) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 может использоваться для определения предельной несущей способности нагретого сечения.

8.1.2 Упрощенный метод основан на классических линейно-упругих подходах метода предельного равновесия. Принимается, что с учетом прогрева бетона и арматуры, их прочность снижается соответственно представленным коэффициентам k_θ в Таблицах 7.2 и 7.4 либо 7.5. Момент, когда несущая способность сечения N_{Rd} (либо M_{Rd}) снизится до значения действующих силовых воздействий, принимается за предел огнестойкости по несущей способности R . Допускается применение упрощенных методов расчета, использующих приведенное сечение, нормальное к продольной оси конструкции.

8.1.3 Расчет предела огнестойкости состоит из следующих частей (порядок может быть изменен):

- определение воздействий и граничных условий для конструкции (часть конструктивной системы), их величин и характера распределения относительно конструкции (в соответствии с Разделом 6 настоящего пособия);

- определение температур в характерных точках (областях) сечения для искомых моментов времени воздействия пожара (либо изменения температур в указанных точках (областях) в зависимости от времени воздействия пожара) (в соответствии с Приложением А либо Разделом 9 настоящего пособия);

- определение прочностных и деформационных характеристик материалов в расчетных точках (областях) сечений для искомых моментов времени воздействия пожара (либо изменения характеристик в указанных точках (областях) в зависимости от времени воздействия пожара) (в соответствии с Разделом 7 настоящего пособия);

- определение несущей способности (устойчивости либо других характерных признаков, указанных в п.п.3.3.3, 3.3.4 настоящего пособия) для искомых моментов времени воздействия пожара (либо их изменения в зависимости от времени воздействия пожара) (в соответствии с текущим разделом);

- определение предельного промежутка времени (либо подтверждение искомого момента времени) пожара, при котором выполняются условия огнестойкости (в соответствии с п.3.4.18 настоящего пособия).

Примечание – В зависимости от сложности конструкции и принятых граничных условий некоторые части могут сокращаться. Табличный метод расчета (Раздел 10 настоящего пособия) есть частный случай упрощенного метода расчета, в котором присутствует только определение воздействий, температур и предел функции несущей способности исходя из предположения наступления текучести (соответственно и предела несущей способности) при достижении критической температуры.

8.1.4 Температуры в характерных точках (областях) сечения для искомых моментов времени воздействия пожара в соответствии с п.4.2.2(1) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 определяются экспериментально либо путем проведения расчетов.

Примечание – Ввиду того, что задача прогрева железобетонного сечения при пожаре относится к задачам нестационарной теплопроводности с граничными условиями третьего рода (т.е. поле температур в сечении постоянно меняется), для получения точного результата необходимо обратиться к методам конечно-элементного моделирования (см. Раздел 9 настоящего пособия). Для наиболее распространенных вариантов и типоразмеров конструкций – плит, балок и колонн, – результаты определения температур в сечении (температурные профили сечений) для воздействия стандартного пожара приведены в Приложении А настоящего пособия.

8.1.5 В связи с тем, что бетон теряет прочность соответственно градиенту (полю) температур в сечении, его полная несущая способность (вклад в несущую способность конструкции) есть предмет детальных вычислений без существенного увеличения точности расчета. Поэтому для учета работы нагретого бетона сжатой части сечения рекомендуется использовать приведенное сечение. Существует 2 альтернативных подхода к определению приведенного сечения:

- Метод изотермы 500 °С (см. подраздел 8.2 настоящего пособия);

– Зонный метод (см. подраздел 8.3 настоящего пособия).

Примечания

1 В соответствии с п.В.1.1(1) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 метод изотермы 500 °С применим только для стандартного температурного режима и параметрического воздействия пожара.

2 Зонный метод применим только для стандартного температурного режима пожара и применяется преимущественно для малых сечений и гибких колонн.

8.2 Метод изотермы 500 °С

8.2.1 В соответствии с п.В.1.1(2) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 метод допускается применять для конструкций с минимальной шириной поперечного сечения согласно Таблице 8.1:

а) для стандартного температурного режима пожара в зависимости от предела огнестойкости;

б) для параметрического воздействия пожара с проемностью $O \geq 0,14 \text{ м}^{1/2}$ (см. СН РК EN 1991-1-2:2002/2011 (Приложение А)) в зависимости от удельной пожарной нагрузки.

8.2.2 Метод расчета учитывает общее уменьшение размера поперечного сечения, обусловленное повреждением зоны бетона вблизи обогреваемой поверхности. Толщина поврежденного бетона a_{500} приравнивается к средней глубине изотермы 500 °С в сжатой зоне поперечного сечения. Поврежденный (нагретый выше 500 °С) бетон не обеспечивает несущей способности конструкции, в то время как остальное поперечное бетонное сечение сохраняет начальное сопротивление и модуль упругости.

Таблица 8.1 – Минимальная ширина поперечного сечения в зависимости от предела огнестойкости и удельной пожарной нагрузки

а) огнестойкость					
Предел огнестойкости	R 60	R 90	R 120	R 180	R 240
Минимальная ширина поперечного сечения, мм	90	120	160	200	280
б) удельная пожарная нагрузка					
Удельная пожарная нагрузка, МДж/м ²	200	300	400	600	800
Минимальная ширина поперечного сечения, мм	100	140	160	200	240

8.2.1 Расчет сопротивления железобетонного поперечного сечения при пожаре следует производить в следующей последовательности.

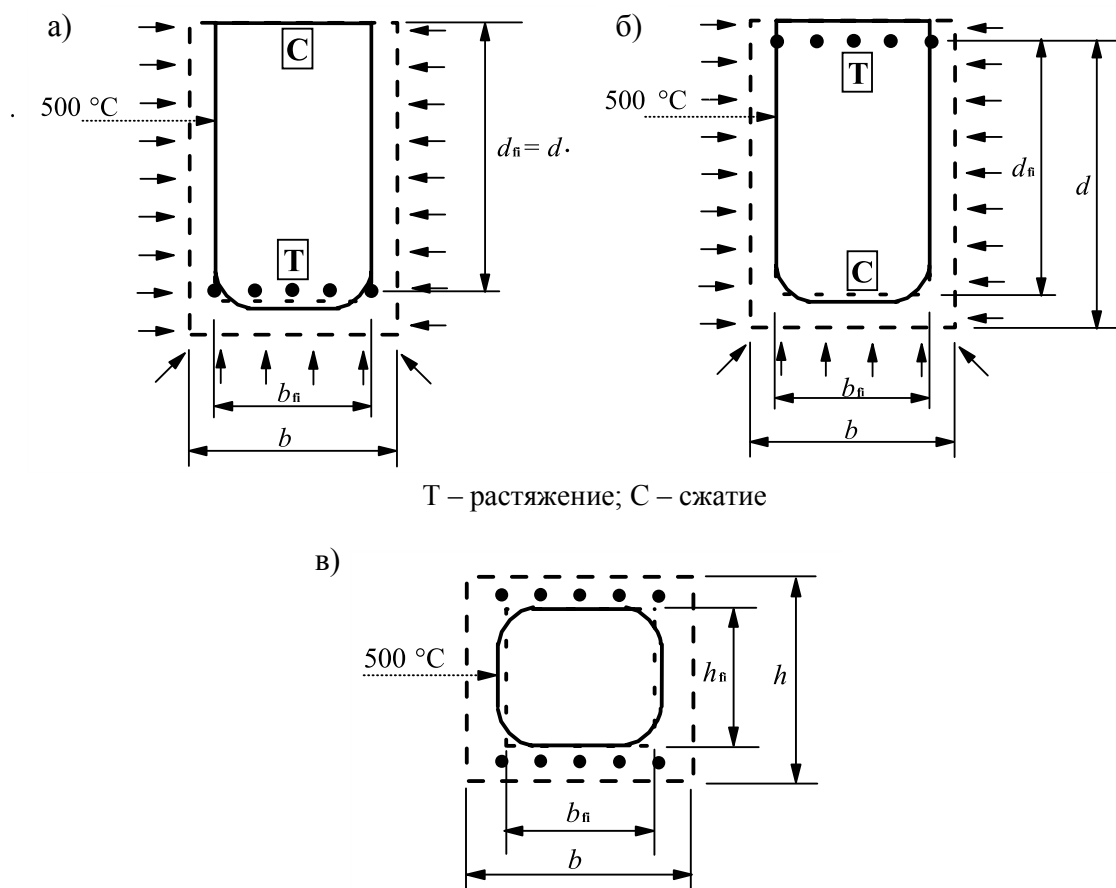
а) путем теплотехнического расчета (см. п.8.1.4 настоящего пособия) определить температуру сжатой, растянутой арматуры и расположение (a_{500}) изотермы 500 °С для установленного стандартного температурного режима или параметрического воздействия пожара. Арматурные стержни, расположенные за пределами приведенного поперечного сечения (см. Рисунок 8.1), учитываются в расчете;

б) путем исключения бетона за пределами изотермы 500 °С (см. Рисунок 8.1) определить геометрические параметры приведенного сечения (ширину ($b_{\text{ф}}$) и расчетную

высоту (d_{fi}). Закругленные углы изотерм допускается приводить к прямым углам прямоугольника, как это указано на Рисунке 8.1;

в) в соответствии с подразделом 7.3 настоящего пособия определить сопротивление арматуры при повышенной температуре;

г) в соответствии с Рисунками 7.2 и 8.2 настоящего пособия определить предельную несущую способность приведенного поперечного сечения с учетом уменьшенного сопротивления арматуры.



а – обогрев при пожаре с трех сторон (прогрев со стороны растянутой зоны);

б – обогрев при пожаре с трех сторон (прогрев со стороны сжатой зоны);

в – обогрев при пожаре с четырех сторон (балки или колонны)

Рисунок 8.1 – Примеры приведенного поперечного сечения

8.2.2 Расчет несущей способности (внутреннего изгибающего момента) поперечного сечения производится в следующей последовательности:

а) в соответствии с 7.2.9 настоящего пособия определяется высота эффективной сжатой зоны сечения:

$$\lambda x = \frac{A_{s1} \cdot f_{sd,fi}(\theta_m) + A_{s2} f_{scd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} \cdot \eta \cdot f_{cd,fi}(20)}; \quad (8.1)$$

б) в соответствии Рисунком 8.2 настоящего пособия определяется плечо внутренней пары сил (между растянутой арматурой и сжатым бетоном):

$$z = d_{fi} - 0,5\lambda x; \quad (8.2)$$

в) в соответствии Рисунком 8.2 определяется суммарный изгибающий момент внутренней пары сил:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m) \cdot z + A_{s2} f_{scd,fi}(\theta_m) \cdot z', \quad (8.3)$$

где $f_{sd,fi}$ – расчетное сопротивление растянутой арматуры;

$f_{scd,fi}$ – расчетное сопротивление сжатой арматуры;

b_{fi} – ширина поперечного сечения при пожаре;

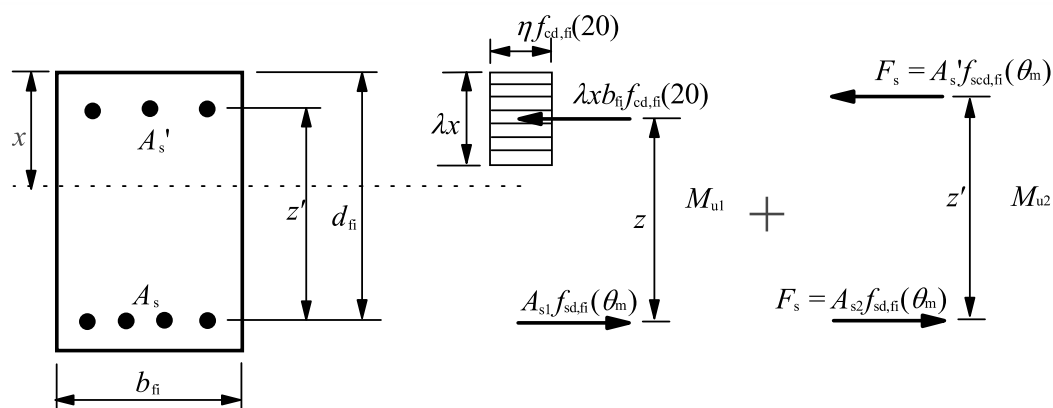
d_{fi} – расчетная высота поперечного сечения при пожаре;

$f_{cd,fi(20)}$ – расчетное сопротивление бетона сжатию (при нормальной температуре);

z – плечо внутренней пары сил (между растянутой арматурой и сжатым бетоном);

z' – плечо внутренней пары сил (между растянутой и сжатой арматурой);

θ_m – средняя температура ряда арматуры.



A_s – площадь сечения растянутой арматуры;

A_{s1} – доля сечения растянутой арматуры, работающей в равновесии со сжатой зоной бетона;

A_{s2} – доля сечения растянутой арматуры, работающей в равновесии со сжатой арматурой;

A_s' – площадь сечения сжатой арматуры;

F_s – общая сила сжатой арматуры при пожаре, эквивалентная части общей силы в растянутой арматуре;

λ, η, x – определяются в соответствии с 7.2.9 настоящего пособия.

Рисунок 8.2 – Расчетная схема для прямоугольного поперечного железобетонного сечения с растянутой и сжатой арматурой

8.2.3 Если все арматурные стержни расположены рядами и имеют одинаковую площадь поперечного сечения, то при расчете приведенного расстояния до оси арматуры могут быть использованы следующие формулы.

Средний коэффициент снижения сопротивления ряда арматуры при температуре θ определяется по Формуле (B.1) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$k_v(\theta) = \frac{\sum k(\theta_i)}{\eta_v}, \quad (8.4)$$

где θ – температура арматурного стержня i ;

$k(\theta_i)$ – коэффициент снижения сопротивления арматурного стержня i при температуре θ_i ;

$k_v(\theta)$ – коэффициент снижения сопротивления ряда арматуры v ;

η_v – количество арматурных стержней в ряду v .

Приведенное расстояние от нижней поверхности приведенного поперечного сечения до оси арматуры определяется по Формуле (B.2) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$a = \frac{\sum a_v k_v(\theta_i)}{\sum k_v(\theta)}, \quad (8.5)$$

где a_v – расстояние от нижней поверхности поперечного сечения до оси арматуры ряда v .

Если имеется всего два ряда, то приведенное расстояние до оси арматуры определяется по Формуле (B.3) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$a = \sqrt{a_1 a_2}. \quad (8.6)$$

Если арматурные стержни имеют различные площади поперечного сечения и распределены неравномерно, то среднее сопротивление группы арматуры $k(\varphi) f_{sd,fi}$ при температуре θ определяется по Формуле (B.4) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$k(\varphi) f_{sd,fi} = \frac{\sum_i [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum_i A_i}, \quad (8.7)$$

где $k_s(\theta_i)$ – коэффициент снижения сопротивления арматурного стержня i ;

$f_{sd,i}$ – расчетное сопротивление арматурного стержня i ;

A_i – площадь поперечного сечения арматурного стержня i .

Приведенное расстояние до оси группы арматуры, a , определяется по Формуле (B.5) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$a = \frac{\sum_i [a k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum_i [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}, \quad (8.8)$$

где A_i – расстояние до оси арматурного стержня i .

8.3 Зонный метод

8.3.1 Метод основан на делении поперечного сечения на несколько зон. Данный метод, несмотря на трудоемкость, является более точным, чем метод «Изотермы 500 °C», особенно для колонн.

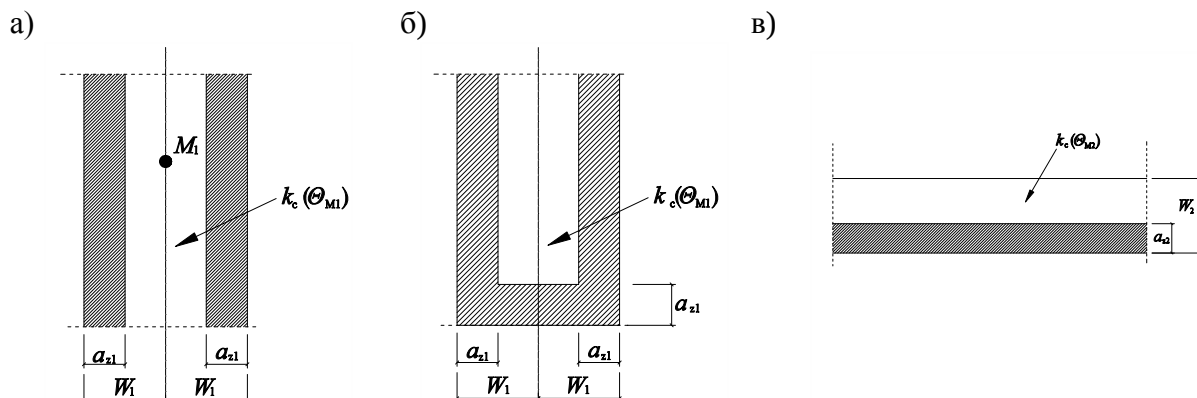
8.3.2 Согласно п.В.2(2) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 поперечное сечение конструкции следует разделить на несколько ($n \geq 3$) параллельных зон одинаковой толщины (прямоугольные элементы), для каждой из которых определяется средняя температура и соответствующее сопротивление сжатию $f_{cd}(\theta)$ и, при необходимости, модуль упругости.

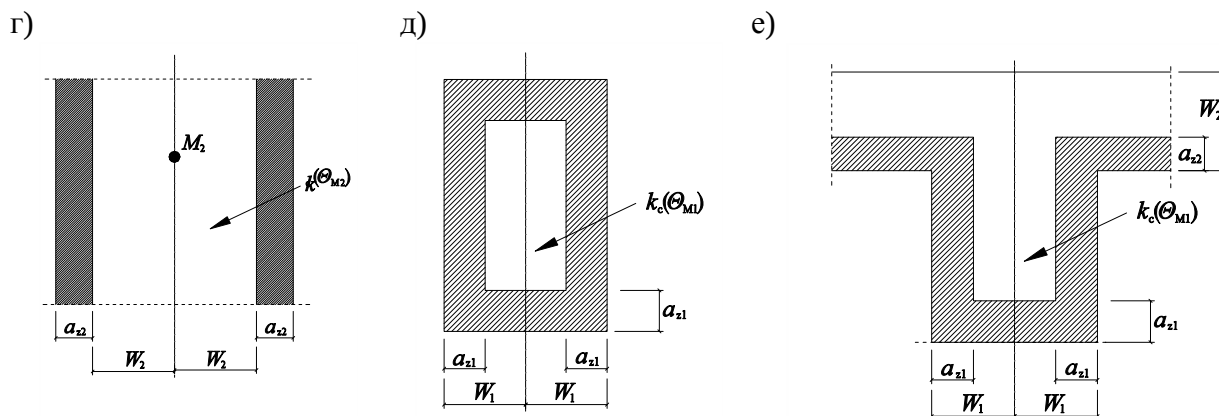
8.3.3 Поврежденное при пожаре поперечное сечение представляется посредством приведенного сечения, нормального к продольной оси конструкции, не включающего на обогреваемых при пожаре сторонах поврежденную зону толщиной a_z (см. Рисунок 8.3).

8.3.4 За основу берется эквивалентная стена (см. Рисунок 8.3а и г). Точка М расположена на ее оси и применяется для определения сниженного сопротивления сжатию всего приведенного поперечного сечения. Если при пожаре обогреваются две противоположные стороны, то ширина принимается равной $2w$ (см. Рисунок 8.3а). Для прямоугольного поперечного сечения, которое обогревается при пожаре только с одной стороны, ширина принимается равной w (см. Рисунок 8.3в). Стены большой толщины представляются как стена шириной $2w$ (см. Рисунок 8.3г). Полка на Рисунке 8.3е эквивалентна стене на Рисунке 8.3г, а стенка эквивалентна стене на Рисунке 8.3а.

8.3.5 Поврежденная зона a_z для эквивалентной стены, обогреваемой при пожаре с двух сторон, определяется следующим образом:

- а) половина толщины стены разделяется на n ($n \geq 3$) параллельных зон одинаковой толщины (см. Рисунок 8.4);
- б) для середины каждой зоны определяется температура нагрева;
- в) для каждой зоны определяются соответствующие коэффициенты $k_c(\theta)$ (Рисунок 8.5).





- а – стена;
- б – край стены;
- в – плита;
- г – стена большой толщины;
- д – колонна;
- е – балка

Рисунок 8.3 – Приведенные поперечные сечения при пожаре

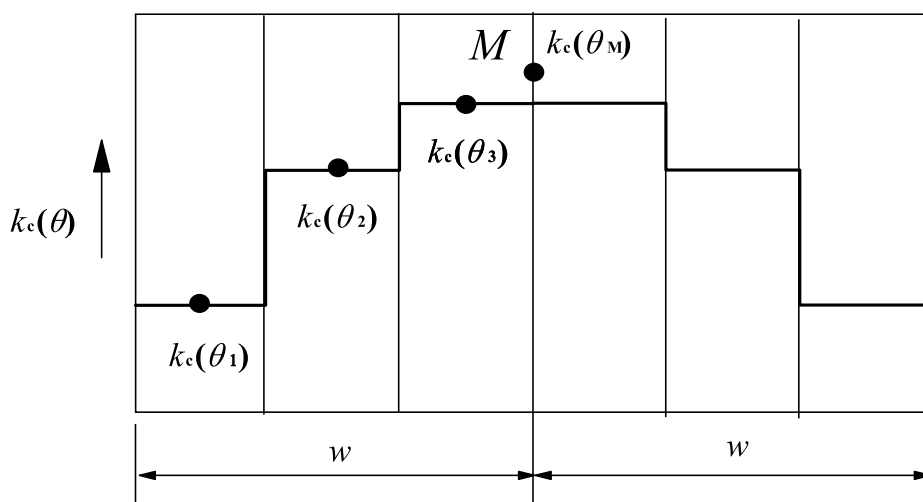
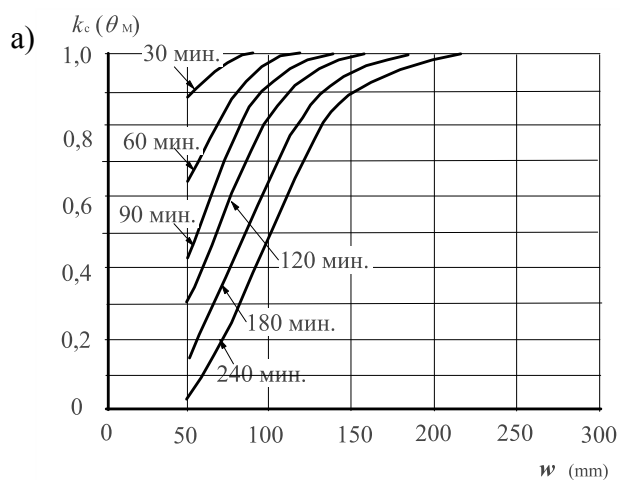
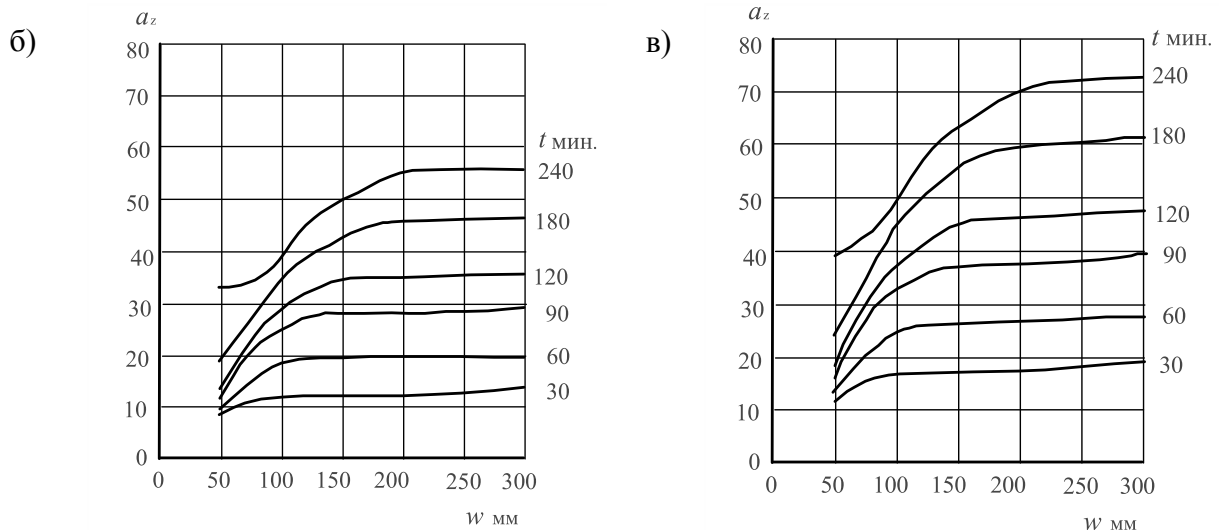


Рисунок 8.4 – Деление на зоны обогреваемой с двух сторон стены при пожаре



w определяется как:

- толщина плиты;
- толщина обогреваемой с одной стороны стены или колонны;
- половина толщины стенки балки;
- половина толщины обогреваемой с двух сторон стены или колонны;
- половина меньшего размера обогреваемой с четырех сторон колонны



а – снижение сопротивления сжатию приведенного поперечного сечения;

б – a_z для балок или плит;

в – a_z для колонн или стен

Рисунок 8.5 – Определение a_z при стандартном температурном режиме пожара

8.3.6 Принимая коэффициент учета неравномерности прогрева каждой зоны равным $(1 - 0,2/n)$, приведенный коэффициент снижения сопротивления поперечного сечения определяется по Формуле (В.11) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$k_{c,m} = \frac{\left(1 - \frac{0,2}{n}\right)}{n} \cdot \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i), \quad (8.9)$$

где n – количество параллельных зон в w ;

w – половина общей ширины;

m – номер зоны.

8.3.7 Толщина поврежденной зоны балки, плиты или панели определяется по Формуле (В.12) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right], \quad (8.10)$$

где $k_c(\theta_M)$ – коэффициент снижения сопротивления бетона в точке М.

8.3.8 Ширина поврежденной зоны колонн, стен и других конструкций, для которых следует учитывать воздействия по теории второго рода, определяется по Формуле (В.13) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right]. \quad (8.11)$$

8.3.9 После определения приведенного поперечного сечения, сопротивления и модуля упругости при пожаре расчет огнестойкости аналогичен расчету конструкции при нормальной температуре, используя $\gamma_{M,fi}$, как показано на Рисунке 8.2.

8.4 Воздействия по теории второго рода

8.4.1 Воздействиями по теории второго рода для колонн не допускается пренебрегать при пожаре. Повреждение внешних слоев под воздействием высокой температуры пожара совместно с понижением модуля упругости внутренних слоев ведет к потере устойчивости конструкции.

8.4.2 Оценку колонн при пожаре допускается производить как отдельных конструкций (элементов) посредством определения кривизны либо жесткости элемента.

8.4.3 Для связевых конструктивных систем не прямые (косвенные) воздействия пожара не учитываются, если не рассматривается снижение моментов по теории первого рода вследствие снижения устойчивости колонн.

8.4.4 Допускается расчетную длину колонны при пожаре $l_{0,fi}$ принимать по расчету для нормальной температуры равной l_0 . Для более точной оценки допускается учитывать увеличение соответствующей реакции на концах колонн вследствие уменьшения их жесткости. Для этого допускается использовать приведенное поперечное сечение колонны согласно подразделу 8.3 настоящего пособия. Эквивалентная жесткость приведенного сечения бетона в данном случае определяется по формуле (в соответствии с п. В.3.1(5) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011):

$$(EI)_z = [k_c(\theta_M)]^2 E_c I_z, \quad (8.12)$$

где $k_c(\theta_M)$ – коэффициент снижения сопротивления бетона в точке М;

E_c – модуль упругости бетона при нормальной температуре;

I_z – момент инерции приведенного поперечного сечения.

Модуль упругости арматуры принимается $E_{s,\theta}$ (см. Подраздел 7.3 настоящего пособия).

8.4.5 Последовательность оценки огнестойкости сечений колонн (только в связевых конструктивных системах):

а) определить расположения изотерм для стандартного температурного режима (либо для параметрического воздействия пожара);

б) разделить поперечное сечение на зоны с приблизительными средними показателями температуры 20 °С, 100 °С, 200 °С, 300 °С, ..., 1100 °С (Рисунок 8.6);

в) определить ширину w_{ij} , площадь A_{cij} и координаты x_{ij} y_{ij} для середины каждой зоны;

- г) определить температуру арматурных стержней;
 д) построить диаграмму «момент-кривизна» для $N_{Ed,fi}$ с использованием для каждого арматурного стержня и каждой зоны бетона соответствующей диаграммы деформирования.

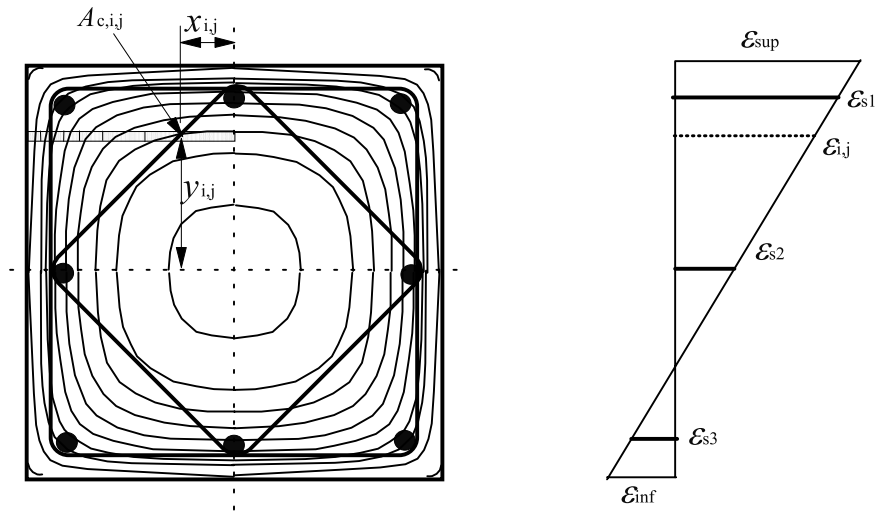
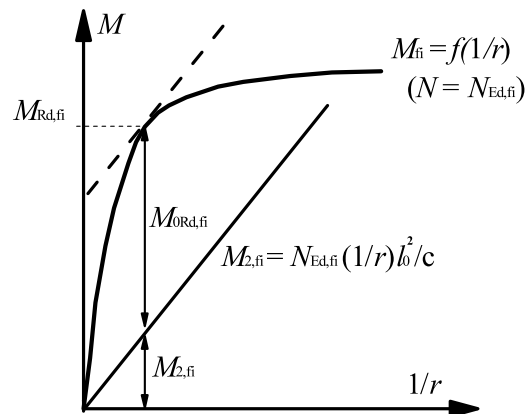


Рисунок 8.6 – Разделенное на зоны поперечное сечение колонны

- е) определить для $N_{Ed,fi}$ с использованием численных методов предельный изгибающий момент сечения $M_{Rd,fi}$ и номинальный момент по теории второго рода $M_{2,fi}$ для соответствующей кривизны;
 ж) определить для установленного воздействия при пожаре $N_{Ed,fi}$ предельный момент по теории первого рода $M_{0Rd,fi}$ как разницы между предельным изгибающим моментом сечения $M_{Rd,fi}$ и номинальным моментом по теории второго рода $M_{2,fi}$ (см. Рисунок 8.7);
 и) сравнить предельный момент по теории первого рода $M_{0Rd,fi}$ с расчетным изгибающим моментом $M_{0Ed,fi}$ по теории первого рода при пожаре.



c – зависимый от кривизны коэффициент (≈ 10), см. 5.8 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011,

$$M_{0Rd,fi} \geq M_{0Ed,fi}$$

Рисунок 8.7 – Диаграмма «момент – кривизна» для определения $M_{Rd,fi}$, $M_{2,fi}$ и $M_{0Rd,fi}$

Примеры**1 Расчет многпустотной плиты перекрытия.**

Дано: Плита перекрытия железобетонная многпустотная, с высотой сечения 220 мм выполнена из бетона класса С16/20 (расход бетона на плиту – 0,56 м³) с применением 3 арматурных стержней диаметром 10 мм из термомеханически упрочненной стали прочностью 800 МПа в качестве нижней продольной рабочей арматуры. Арматура расположена в одном ряду с защитным слоем бетона 25 мм. Величина силовых воздействий на плиту при пожаре составляет 11,80 кПа.

Определить огнестойкость конструкции.

Расчёт:

На Рисунке 8.8 представлена расчетная схема плиты перекрытия.

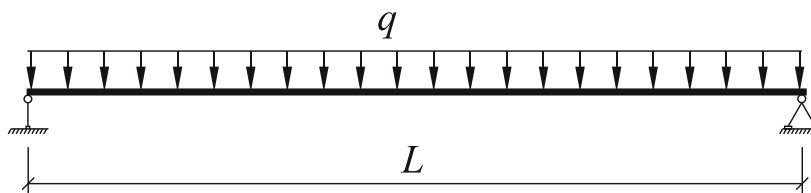


Рисунок 8.8 – Расчетная схема плиты перекрытия

В связи с тем, что площадь сечения продольного рабочего армирования плит не изменяется вдоль пролета, в соответствии с п.3.3.8 расчет произведен на сопротивление изгибающему моменту от внешней нагрузки только для среднего расчетного сечения.

Расчет произведен для стандартного температурного режима в соответствии с п.3.4.4 и п.6.2.8. В соответствии с п.3.4.20 для плит регламентируются предельные состояния R , E , I как для ограждающих и несущих конструкций.

Предельное состояние R по огнестойкости определено последовательно, для расчетных значений времени огневого воздействия 30; 60; 90; 120; 180; 240 минут, с учетом требований Пункта 8.1.3. Значение времени, при котором нагретое расчетное сечение плиты не способно сопротивляться изгибающему моменту от внешней нагрузки округлялось до ближайшего безопасного значения времени огневого воздействия, – что и принято в качестве предела несущей способности при воздействии стандартного пожара R .

Для определения температуры нагрева элементов расчетного сечения принят односторонний тепловой прогрев плит перекрытия снизу. Передача тепла через боковые поверхности плит не учитывалась в предположении, что в плитном настиле они закрыты смежными плитами либо стенами.

Состояния E , I для плит перекрытий определены в соответствии с Приложением G EN 1168 и Разделом 10 настоящего пособия. Эффективная толщина плиты шириной 1,2 м составляет:

$$t_e = h \cdot \sqrt{\frac{A_c}{b \cdot h}} = h \cdot \sqrt{\frac{V_c}{L \cdot b \cdot h}} = 0,22 \times \sqrt{\frac{0,56}{4,1 \times 1,19 \times 0,22}} = 0,16 \text{ м},$$

где h – толщина плиты, м;

A_c – площадь поперечного сечения бетона, м²;

V_c – расход бетона на плиту, м³;

L – длина плиты, м;

b – ширина плиты, м.

В соответствии с Таблицей 10.3 приведенной толщине 160 мм соответствует предел огнестойкости EI 180.

Расстояние до оси арматуры составляет $25 + 10 / 2 = 30$ мм. В соответствии с Рисунком А.2, к 30 минуте стандартного огневого воздействия ее температура составит 230°C . Это соответствует коэффициенту снижения характеристического сопротивления напрягаемой арматуры $k_p(\theta)$, равному 0,90 (определено по Таблице 7.5 для термически упрочненной (q&t) напрягаемой арматуры).

Таким образом, в соответствии с п.7.1.2 расчетное сопротивление арматуры к 30 минуте стандартного огневого воздействия составит:

$$f_{pd,fi}(\theta_m) = k_p(\theta) \cdot f_{pk} = 0,90 \times 800 \times 10^6 = 720 \times 10^6 \text{ Па},$$

где $k_p(\theta)$ – коэффициент снижения характеристического сопротивления напрягаемой арматуры;
 f_{pk} – характеристическое значение предела прочности на растяжение напрягаемой арматуры, Па.

В соответствии с Рисунком А.2, к 30 минуте стандартного огневого воздействия температура верхней сжатой части бетона не превысит 50°C . Прочность бетона при указанной температуре в соответствии с Таблицей 7.2 не изменится:

$$f_{cd,fi} = k_\theta \cdot f_{ck} = 1,0 \times 16 \times 10^6 = 16 \times 10^6 \text{ Па},$$

где $f_{cd,fi}$ – расчетное сопротивление бетона при пожаре, Па;
 k_θ – коэффициент снижения характеристического сопротивления бетона;
 f_{ck} – характеристическое сопротивление бетона, Па.

Исходя из условия равновесия в соответствии с п.8.2.4 высота эффективной сжатой зоны сечения:

$$\lambda x = \frac{n \cdot A_{s1} \cdot f_{pd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} \cdot \eta \cdot f_{cd,fi}(20)} = \frac{3 \times 78,5 \times 10^{-6} \times 720 \times 10^6}{1,19 \times 1,0 \times 16 \times 10^6} = 0,009 \text{ м},$$

где n – количество арматурных стержней в растянутой зоне;
 A_{s1} – площадь сечения одного растянутого стержня, м^2 ;
 λ – коэффициент эффективной высоты сжатой зоны сечения;
 x – высота условной сжатой зоны бетона, м;
 b – ширина условной сжатой зоны бетона, м;
 η – коэффициент эффективной прочности.

Прочность расчетного сечения (изгибающий момент внутренней пары сил) к моменту времени 30 минут стандартного огневого воздействия составит:

$$M_{Rd,fi} = n \cdot A_{s1} \cdot f_{sd,fi} \cdot (d_{fi} - 0,5 \lambda x) = 3 \times 78,5 \times 10^{-6} \times \\ \times 720 \times 10^6 \times (0,19 - 0,5 \times 0,009) = 31,45 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где d_{fi} – расчетная высота поперечного сечения при пожаре, м.

Расчетная нагрузка для плиты согласно условию составляет 11,80 кПа. Это эквивалентно внешнему изгибающему моменту в середине сечения:

$$M_{Ed,fi} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{Q \cdot b \cdot L^2}{8} = \frac{11,80 \times 10^3 \times 1,190 \times 4,1^2}{8} = 29,51 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где q – погонная нагрузка, Н/м;
 L – расчетный пролет плиты, м;
 Q – распределенная нагрузка, Н/м².

Условие прочности в соответствии с п.3.4.18 для 30 минут стандартного огневого воздействия:

$$M_{Rd,fi} = 31,45 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{ed,fi} = 29,51 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие прочности выполняется, следовательно, прочность сечения к 30 минуте стандартного огневого воздействия для принятой расчетной нагрузки не исчерпана.

Расчет для остальных значений времени аналогичен и представлен в Таблице 8.2.

Таблица 8.2 – Результаты расчетов для плиты

Время, мин	θ , °C	$k_p(\theta)$	$f_{pd,fi}$, кПа	λx , м	$M_{Rd,fi}$, кН·м
0	20	1,00	800	0,010	34,88
30	230	0,90	722	0,009	31,55
60	400	0,69	552	0,007	24,27
90	500	0,26	208	0,003	9,25
120	570	0,23	180	0,002	8,01
180	680	0,16	130	0,002	5,78
240	750	0,12	96	0,001	4,28

Исходя из данных, представленных в Таблице 8.2, плиту перекрытия при полной расчетной нагрузке при пожаре 11,80 кПа (соответствует полезной – 7,85 кПа) следует относить к пределу огнестойкости R 30. График снижения несущей способности плиты при стандартном огневом воздействии (для полезной нагрузки за вычетом расчетной нагрузки от собственной массы плиты, принятой 3,95 кПа) представлен на Рисунке 8.9. Видно, что при снижении значения расчетной полезной нагрузки значение предела огнестойкости может быть увеличено до R 75.

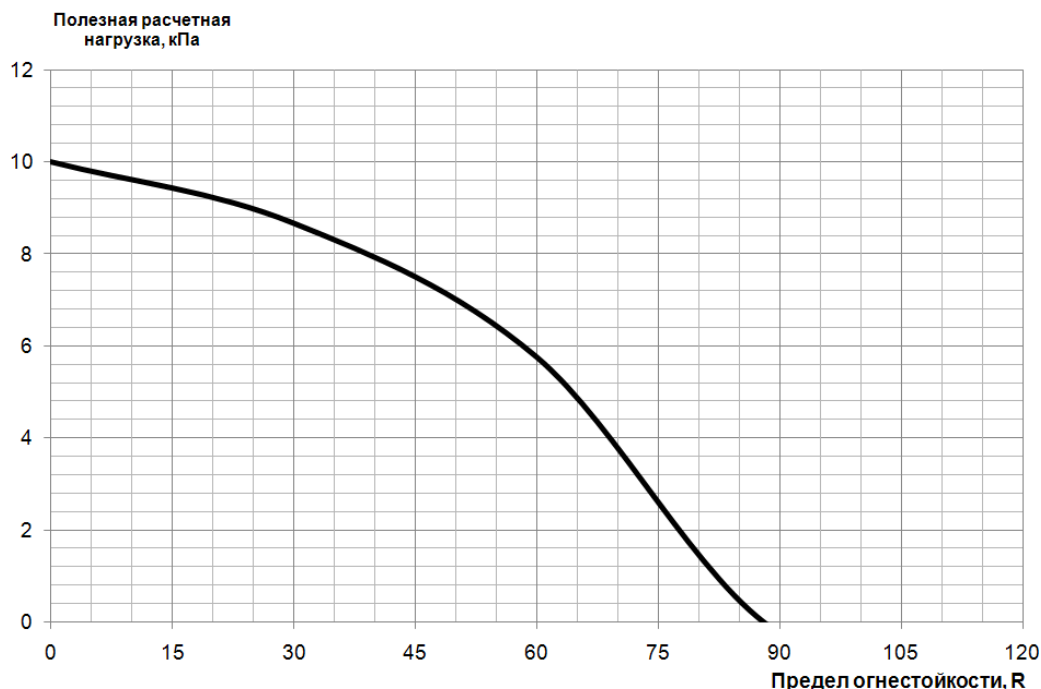


Рисунок 8.2 – Предел огнестойкости плиты перекрытия в зависимости от значения полезной расчетной нагрузки

Вывод: Предел огнестойкости плиты при полной расчётной нагрузке составляет R30.

2 Расчет железобетонной колонны.

Дано: Жестко закрепленная колонна сечением 300×300 мм, длина колонны $l = 3600$ мм, бетон класса С35/45 [$f_{ck} = 35$ МПа], на гранитном (силикатном) вяжущем, арматура горячекатаная класса St400 [$f_{yk} = 400$ МПа] площадью сечения $A_s = 12,56 \times 10^{-4}$ м² (4 стержня диаметром 20 мм), арматура расположена в углах сечения, толщина защитного слоя бетона $c_{cov} = 40$ мм. Колонна воспринимает осевую нагрузку 2000 кН и изгибающие разнонаправленные моменты у верха и низа колонны 10 кН·м.

Определить предел несущей способности R при воздействии стандартного пожара.

Расчёт:

Согласно п.3.4.20 для колонны регламентируется только предельное состояние R.

Расчёт производится для значений времени 30, 60, 90, 120 минут стандартного температурного режима. В качестве расчётного используется метод «Изотермы 500 °С» согласно подразделу 8.2.

Теплотехническая часть расчета выполнена по Рисункам А.11-А.15. Расстояние до оси арматуры составляет $40 + 20 / 2 = 50$ мм. Снижение прочности арматуры при нагреве определено для горячекатаной арматуры по Таблице 7.4. При определении толщины бетона, прогретого до критической температуры, использовались данные Рисунка А.15, при этом определялась толщина для преимущественно одностороннего прогрева колонны (вдоль оси симметрии) – $l_{d,cr1}$, и эквивалентная толщина для учета двухстороннего обогрева угловых частей – $l_{d,cr2}$. При этом в качестве эквивалентной толщины принималась сторона квадрата (площадью A_2), приблизительно равного по площади в пределах скругленного участка (для упрощения расчета). Общая площадь приведенного сечения определялась по формуле:

$$A_{red} = A_c - 4 \cdot A_2 - 4A_1 = A_c - 4 \cdot l_{d,cr2}^2 - 4(b - 2 \cdot l_{d,cr2}) \cdot l_{d,cr1}.$$

Для общего приведенного сечения определялась также приведенная ширина колонны b_{fi} по формуле

$$b_{fi} = \sqrt{A_{red}}.$$

Результаты теплотехнического расчета приведены в Таблице 8.3.

Таблица 8.3 – Данные теплотехнического расчета

Время, t , мин	Арматура			Бетон					
	θ , °C	$k_s(\theta)$	$E_s(\theta)/E_s$	$l_{d,cr1}$, м	$l_{d,cr2}$, м	A_1 , м ²	A_2 , м ²	A_{red} , м ²	b_{fi} , м
30	190	1,00	1,00	0,010	0,040	0,009	0,006	0,075	0,273
60	400	1,00	0,91	0,022	0,055	0,017	0,012	0,061	0,247
90	530	0,70	0,70	0,030	0,070	0,019	0,020	0,051	0,226
120	620	0,40	0,51	0,040	0,090	0,019	0,032	0,038	0,196

В соответствии с Рисунком 5.7 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 расчетная длина колонны может быть принята как:

$$l_0 = \frac{l}{2} = \frac{3,6}{2} = 1,8 \text{ м.}$$

Гибкость колонны на момент времени 60 минут пожара в соответствии с Формулой (5.14) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011:

$$\lambda_{fi}(60) = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{b_{fi}^4/12}{A_{red}}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot l_0}{b_{fi}} = \frac{\sqrt{12} \times 1,8}{0,247} = 25,21.$$

Для оценки эффектов второго рода проверяется критерий гибкости согласно п.5.8.3.1(1)Р СН РК EN 1992-1-1:2004/2011:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{n^{0,5}} = \frac{20 \times 0,7 \times 1,21 \times 0,7}{0,93^{0,5}} = 12,29,$$

где

$$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \frac{A_s \cdot f_{yd,fi}}{A_{red} \cdot f_{cd,fi}(20)}} = \sqrt{1 + 2 \frac{12,56 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^6 \times 1,0}{0,061 \times 35 \times 10^6}} = 1,21,$$

ω – механический коэффициент армирования;

$$C = 1,7 - r_m = 1,7 - \frac{M_{01}}{M_{02}} = 1,7 - \frac{10 \times 10^3}{10 \times 10^3} = 0,70,$$

M_{01}, M_{02} – моменты на концах элемента с учетом эффектов первого рода;

$$n_{fi}(60) = \frac{N_{Ed}}{A_{red} \cdot f_{ck,fi}(20)} = \frac{2000 \times 10^3}{0,061 \times 35 \times 10^6} = 0,93,$$

n – относительное продольное усилие.

Условие гибкости имеет вид:

$$\lambda_{\text{lim}} = 12,29 < \lambda_{fi}(60) = 25,21,$$

и свидетельствует о том, что колонна является гибкой – необходимо учитывать эффекты второго рода (кривизну).

Момент с учетом эффектов второго рода в соответствии с п.5.8.8.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 принимает большее из приведенных значений:

$$M_{\text{Ed}} = \max[M_{02}'; M_{0\text{Ed}} + M_2; M_{01} + 0,5M_2] = \max[40; 30,15; 20,08] = 40 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где

$$M_{02}' = \max[M_{02} + N_{\text{Ed}} \cdot e_1; N_{\text{Ed}} \cdot e_0],$$

N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия;

В соответствии с п.5.2(7) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 $e_1 = l_0 / 400$; $e_0 = 20 \text{ мм}$.

$$M_{02}' = \max\left[10 \times 10^3 + 2000 \times 10^3 \times \frac{1,8}{400}; 2000 \times 10^3 \times 0,02\right] = \max[19000; 40000] = 40 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В соответствии с п.5.8.8.2(2), п.5.8.8.3(1) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011:

$$M_{0\text{Ed}} + M_2 = 10 + 20,15 = 30,15 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$M_{0\text{Ed}}$ – момент с учетом эффектов первого рода, включая влияние несовершенств;

M_2 – номинальный момент с учетом эффектов второго рода.

$$M_{01} + 0,5 \cdot M_2 = 10 + 0,5 \times 20,15 = 20,08 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\begin{aligned} M_{0\text{Ed}} &= \max[0,6 \cdot M_{02} + 0,4 \cdot M_{01}; 0,4 \cdot M_{02}] = \max[0,6 \times 10 \times 10^3 + 0,4 \times 10 \times 10^3; 0,4 \times 10 \times 10^3] = \\ &= \max[10000; 4000] = 10 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

$$M_2 = N_{\text{Ed}} \cdot e_2 = N_{\text{Ed}} \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \frac{l_0^2}{10} = 2000 \times 10^3 \times 0,031 \times \frac{1,8^2}{10} = 20,15 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

e_2 – перемещение, определяемое кривизной;

$1/r$ – кривизна;

l_0 – расчетная длина;

где

$$\left(\frac{1}{r}\right) = K_v \cdot K_\varphi \cdot \left(\frac{f_{yd,fi}(60)}{E_{s,fi}(60) \cdot 0,45d_s}\right) = \frac{n_{u,fi}(60) - n_{fi}(60)}{n_{u,fi}(60) - n_{bal}} \cdot (1 + \beta\varphi_{ef}) \cdot \left(\frac{f_{yd,fi}(60)}{E_{s,fi}(60) \cdot 0,45d_s}\right) =$$

$$= \frac{1,23 - 0,93}{1,23 - 0,4} \times (1 + 0,36 \times 2,0) \times \left(\frac{400 \times 10^6}{200 \times 10^9 \times 0,7 \times 0,45 \times (0,300 - 0,050)}\right) =$$

$$= 0,69 \times 1,77 \times 0,025 = 0,031,$$

K_v – корректирующий коэффициент, зависящий от продольной нагрузки;

K_φ – коэффициент, учитывающий влияние ползучести;

где

$$n_{u,fi}(60) = 1 + \omega = 1 + \frac{A_s \cdot f_{yd,fi}}{A_{red} \cdot f_{cd,fi}(20)} = 1 + \frac{12,56 \cdot 10^{-4} \times 400 \times 10^6 \times 1,0}{0,061 \times 35 \times 10^6} = 1,23$$

$$\beta = 0,35 + \frac{f_{ck,fi}(60)}{200} - \frac{\lambda_{fi}(60)}{150} = 0,35 + \frac{35}{200} - \frac{25,21}{150} = 0,36,$$

Исходя из условия равновесия в соответствии с п.8.2.4 высота эффективной сжатой зоны сечения:

$$\lambda x = \frac{n \cdot A_{s1} \cdot f_{yd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} \cdot \eta \cdot f_{cd,fi}(20)} = \frac{0,5 \times 12,56 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^6}{0,247 \times 1,0 \times 35 \times 10^6} = 0,029 \text{ м.}$$

Прочность расчетного сечения (изгибающий момент внутренней пары сил) к моменту времени 60 минут стандартного огневого воздействия составит:

$$M_{Rd,fi} = n \cdot A_{s1} \cdot f_{sd,fi} \cdot (d_{fi} - 0,5\lambda x) = 3 \times 78,5 \times 10^{-6} \times$$

$$\times 720 \times 10^6 \times (0,19 - 0,5 \times 0,009) = 58,49 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Результаты статистического расчета приведены в Таблице 8.4.

Таблица 8.4 – Данные статического расчета

Время, t , мин	λ_{fi}	λ_{lim}	M_{02}' , кН·м	M_2 , кН·м	λx	$M_{Rd,fi}$, кН·м
30	22,80	13,19	40,0	19,09	0,026	65,41
60	25,21	12,29		18,40	0,029	58,49
90	27,56	10,95		5,40	0,022	37,84
120	31,82	9,16		-30,22	0,015	18,95

Исходя из данных Таблицы 8.4, максимальный момент от воздействий второго рода превысит расчетную прочность нагретого сечения в диапазоне 60...90 минут стандартного температурного режима. Предел огнестойкости колонны может быть принят R60.

9 ОБЩИЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА

9.1 Общие методы расчета обеспечивают наиболее подробный анализ конструктивных систем при пожаре. Как правило, общие методы расчета реализуются с использованием САД (САПР) либо САЕ и методов конечно-элементного моделирования. Точность общих методов расчета как правило ограничена только вычислительной мощностью компьютера и подробностью модели.

9.2 Сущность метода заключается в следующем: рассматриваемое тело разбивается на ряд элементарных геометрических форм, в пределах которых закон изменения температуры (напряжения) может быть принят с известной степенью точности линейным. В качестве элементарного объема целесообразно принять параллелепипед со сторонами Δx , Δy , Δz . Контуры любого тела могут быть с известной степенью точности описаны серией элементарных параллелепипедов. Расчетными точками будут являться места пересечения плоскостей разбивки, т.е. углы параллелепипедов. Температуры (напряжения) в расчетных точках обозначаются индексами, характеризующими время и место. Например, температура расчетной точки в данный момент времени (на Рисунке 9.1) обозначена t . Температуры в соседних точках, находящихся на расстоянии Δx , Δy , Δz , обозначаются, соответственно через $t_{x+\Delta x}$, $t_{y+\Delta y}$, $t_{z+\Delta z}$. Температура расчетной точки в последующий момент времени, т.е. через промежуток времени $\Delta \tau$, обозначается $t_{\tau+\Delta \tau}$. Начальное распределение температур (напряжений) является заданным, т.е. известна величина t для всех расчетных точек в момент времени $\tau = 0$.

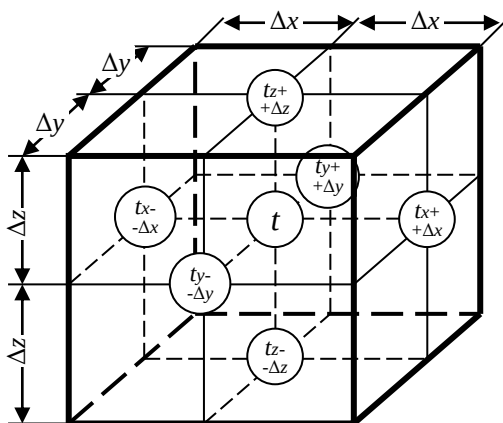


Рисунок 9.1 – Схема к расчету конечно-элементным методом

9.3 Для использования общих методов расчета необходимо сформулировать и разработать расчетные модели для определения:

- роста и распределения температуры в конструкциях (теплотехнический расчет);
- механической работы (роста и распределения напряжений и деформаций) конструктивной системы или любой ее части (статический расчет).

9.4 Общие методы расчета применяются с любыми температурными режимами при условии, что известны характеристики материалов для соответствующих диапазона температур и режима нагрева.

9.5 В общих методах теплотехнического расчета следует использовать следующие принципы и допущения теории теплопроводности:

- изменение температуры пожара во времени приводит к нестационарному прогреву конструкции, никакое усреднение теплотехнических характеристик не позволяет получить решение теплотехнической задачи методами стационарной теплопроводности;

- для плоских сплошных железобетонных конструкций допустим расчет одномерного теплового потока через конструкцию, потерями тепла через боковые поверхности можно пренебречь;

- для арматурных элементов допустимо равномерное распределение температуры по объему, а следовательно при учете сил сцепления между арматурой и бетоном арматура может быть принята как линейный (не обладающий толщиной) элемент;

- влиянием содержания и перемещения влаги в бетоне или защитных слоях, при их наличии, допускается пренебрегать;

- температурные профили в железобетонных конструкциях допускается определять без учета влияния арматуры.

Пример расчета температуры для железобетонной плиты сплошного сечения общими методами показан на Рисунке 9.2. На рисунке представлен результат расчета общим методом с применением системы автоматизированного проектирования (САПР) ANSYS. К расчету принята призма размерами $100 \times 100 \times 120$ мм (эквивалентно толщине сплошной железобетонной плиты 120 мм либо многопустотной толщиной 220 мм). Для плит при пожаре характерен одномерный поток тепла, поэтому температура изменяется только по высоте сечения - для расчета всей плиты для экономии ресурсов вычислительной системы достаточно взять небольшой срез.

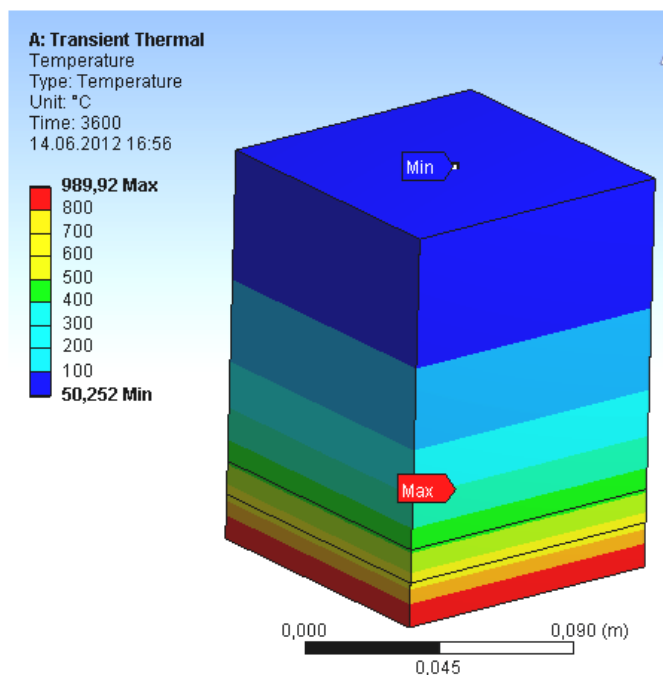


Рисунок 9.2 – Пример расчета прогрева сечения с использованием общей методики расчета

9.6 В общих методах статического расчета следует использовать следующие принципы и допущения строительной механики с учетом изменения механических характеристик материалов при нагреве:

- для учета работы бетона с трещинами диаграмма деформирования бетона должна включать ниспадающую ветвь;
- необходимо учитывать температурные деформации и напряжения, вызванные как ростом, так и перепадом температур;
- деформации в предельном состоянии, получаемые расчетом, следует ограничивать настолько, насколько это необходимо для обеспечения пространственной жесткости конструктивной системы;
- статический расчет может учитывать геометрическую нелинейность;
- при нагреве предельные углы поворота железобетонных сечений при пластической деформации оцениваются с учетом увеличения значений ε_{cu} и ε_{su} . Для ε_{cu} также учитывается влияние предусмотренного косвенного армирования.

9.7 Общая деформация ε определяется по Формуле (4.15) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_{\sigma} + \varepsilon_{creep} + \varepsilon_{tr}, \quad (9.1)$$

где ε_{th} – температурная деформация;

ε_{σ} – зависящая от напряжения деформация;

ε_{creep} – деформация ползучести;

ε_{tr} – кратковременная деформация.

9.8 Подвергаемая воздействию пожара сжатая зона бетона в сечении должна быть рассчитана и сконструирована с учетом особенных требований по предупреждению хрупкого разрушения и сохранению защитного слоя бетона.

9.9 Ограждающие конструкции следует рассчитывать и конструировать с учетом предотвращения их возможных разрушений вследствие потери соответствующей опоры.

9.10 Для верификации общей методики расчета следует проводить проверку точности на основании соответствующих результатов испытаний.

9.11 Определение несущей способности и других характерных признаков, следует производить в соответствии с критериями, приведенными в п.п.3.3.3, 3.3.4 настоящего пособия.

10 ТАБЛИЧНЫЕ ДАННЫЕ

10.1 Принципы и правила

10.1.1 Табличные данные представляют собой частный случай упрощенной методики расчета основанной на допущениях, что конструкция при пожаре (с учетом принятых коэффициентов безопасности и комбинации нагрузок) нагружена не более η_R (0,70) от исходной несущей способности, а следовательно напряжения в рабочей арматуре

не превышают $k_{\theta} = \eta_{fi}$ (0,70) от напряжений наступления предела текучести. Предполагая, что в арматуре действуют максимально возможные напряжения (см. Таблицы 7.4 и 7.5), предел несущей способности R может быть определен по времени достижения температуры, при которой предел текучести снижается до значения максимально возможных напряжений. В соответствии с Таблицами 7.4 и 7.5 эти температуры находятся в пределах 300...600 °С.

Примечание – Значение $\eta_{fi} = 0,70$ приведено в соответствии с Пунктом 6.1.31 настоящего пособия. Более точное значение следует определять по Формулам (6.11)-(6.126).

10.1.2 Область применения табличных данных:

– в табличных данных приведены значения только для воздействия стандартного пожара, табличные данные не применимы для других видов воздействий пожара (см 3.4 настоящего пособия);

– длительность предполагаемого воздействия стандартного пожара не должна превышать 240 мин (соответственно, предел несущей функции R , определенный по табличным данным, ограничен 4 часами);

– табличные данные применимы для бетона нормальной плотности (от 2000 до 2600 кг/м³) с силикатным заполнителем;

– табличные данные определены для коэффициента $\eta_{fi} = 0,7$, это соответствует значению критической температуры $\theta_{cr} = 500$ °С для горячекатаной арматуры класса S500;

– табличные данные для колонн применимы только для связевых конструктивных систем.

10.1.3 При использовании табличных данных не требуется:

– производить дополнительную проверку сопротивления срезу и кручению, а также анкеровки;

– производить дальнейшую проверку на хрупкое разрушение, за исключением армирования защитного слоя;

10.1.4 Табличные данные (расстояния до оси арматуры в растянутой зоне свободно опертых конструкций – Таблицы 5.5, 5.6 и 5.9) можно уточнить по Формуле (10.1) согласно Формулы (5.3) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 с учетом критической температуры, определенной из Таблицы 7.4, 7.5, на основании Формулы (10.2), соответствующей Формуле (5.2) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011.

$$\Delta a = 0,1 \cdot (500 - \theta_{cr}), \quad (10.1)$$

где Δa – изменение расстояния до оси арматуры, мм.

$$k_{s(p)}(\theta_{cr}) = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov} \cdot \gamma_s}, \quad (10.2)$$

где γ_s – частный коэффициент безопасности по арматуре (см. Таблицу 2.1N СН РК EN 1992-1-1:2004/2011);

$A_{s,req}$ – площадь арматуры, определяемая предельным состоянием согласно СН РК EN 1992-1-1:2004/2011;

$A_{s,prov}$ – фактическая площадь арматуры;

$E_{d,fi}/E_d$ – отношение результатов воздействий, определенное согласно СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (2.4.2).

10.1.5 Табличные данные могут быть использованы:

- с уменьшением на 10 % минимальных размеров поперечного сечения балок и плит – для бетона с карбонатным или легким заполнителем;
- с увеличением на 10 мм требуемого расстояния до оси арматуры – для термически упрочненных преднапряженных стержней (q&t) (соответствует $\theta_{cr} = 400$ °С);
- с увеличением на 15 мм требуемого расстояния до оси арматуры – для холоднокатаной проволоки и канатов (с&w) (соответствует $\theta_{cr} = 350$ °С);

10.1.6 Формула (10.1) применима для диапазона температур 350 °С $< \theta_{cr} < 700$ °С. Для значений температуры вне указанного диапазона и для получения более точных результатов необходимо использовать температурные профили либо теплотехнический расчет общими методами.

10.1.7 Для балок при изменении критической температуры следует изменить минимальную ширину растянутого элемента или растянутой зоны балки, в мм, по Формуле (5.4) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8 \cdot (400 - \theta_{cr}), \quad (10.3)$$

где b_{min} – приведенный в таблицах для требуемой огнестойкости минимальный размер b .

10.1.8 В таблицах дополнительно к правилам проектирования приведены минимальные размеры конструкций для обеспечения их огнестойкости. Некоторые табличные значения (менее 25 мм) расстояний до оси арматуры менее требуемых эксплуатационной пригодности, их следует применять только для интерполяции.

10.1.9 Допускается линейная интерполяция по значениям, приведенным в табличных данных.

10.1.10 Геометрические характеристики сечения конструкций, используемые в таблицах, приведены на Рисунке 10.1.

10.1.11 Значения расстояния до оси арматуры a для стержней, канатов и проволоки являются номинальными размерами. Дополнительные допуски, указанные в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (4.4.1), не требуется соблюдать.

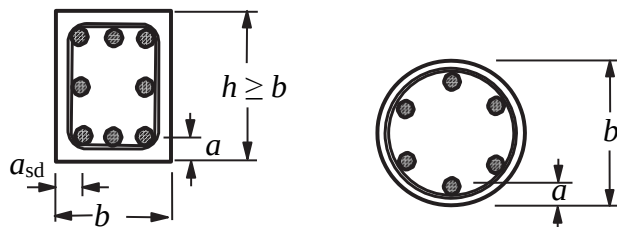


Рисунок 10.1 – Сечения конструктивных элементов

10.1.12 Если арматура расположена в несколько рядов, как показано на Рисунке 10.2, и(или) состоит из ненапрягаемой и напрягаемой арматуры с характеристическими сопротивлениями f_{yk} и f_{pk} , то приведенное расстояние до оси арматуры a_m , определенное по Формуле (5.5) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011, должно быть не менее указанного в таблицах.

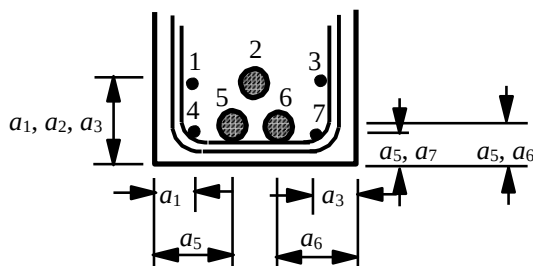
$$a_m = \frac{A_{s1}a_1 + A_{s2}a_2 + \dots + A_{sn}a_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} = \frac{\sum A_{si}a_i}{\sum A_{si}}, \quad (10.4)$$

где A_{si} – площадь поперечного сечения стержня i (каната, проволоки);

a_i – расстояние до оси стержня i (каната, проволоки) от ближайшей обогреваемой при пожаре поверхности.

Если применена арматура с различным характеристическим сопротивлением, то в Формуле (10.4) необходимо заменить A_{si} на $A_{si}f_{yki}$ (или $A_{si}f_{pki}$).

10.1.13 Если применена ненапрягаемая и напрягаемая арматура одновременно (например, в частично предварительно напряженном элементе), то расстояние до оси ненапрягаемой и напрягаемой арматуры следует определять отдельно.

Рисунок 10.2 – Размеры для расчета среднего расстояния a_m до оси арматуры

10.1.14 Минимальное расстояние до оси арматуры каждого отдельного стержня a_i должно быть не менее:

- приведенного в таблицах значения a для $R 30$ – при армировании в один ряд;
- половины среднего расстояния a_m , определяемого по Формуле (10.5) – при многорядном армировании.

10.2 Колонны

10.2.1 В зависимости от гибкости колонны, оценка ее огнестойкости производится одним из методов А и В.

10.2.2 Область применения метода А:

- расчетная длина колонны (см. Раздел 5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011) при пожаре $l_{0,fi} \leq 3$ м;
- эксцентриситет по теории первого рода при пожаре $e = M_{0Ed,fi}/N_{0Ed,fi} \leq e_{max} = 0,15h$;
- армирование $A_s < 0,04A_c$.

Примечание – Для связевых конструктивных систем с требуемой огнестойкостью более 30 мин допускается принимать расчетную длину:

$l_{0,fi} = 0,5l$ – для промежуточных этажей;

$0,5l \leq l_{0,fi} \leq 0,7l$ – для верхнего этажа,

где l – фактическая длина колонны.

10.2.3 Область применения метода В:

- шириной сечения колонны до 600 мм;
- отношение эксцентриситета по теории первого рода при пожаре к минимальной ширине $e/b \leq 0,25$;
- максимальный эксцентриситет по теории первого рода при пожаре $e_{max} = 100$ мм;
- гибкость колонны до $\lambda = 80$.

10.2.4 Огнестойкость железобетонных колонн, работающих преимущественно на сжатие, в связевых конструктивных системах считается обеспеченной, если параметры конструкции соответствуют приведенным в Таблице 10.1 (Метод А) (соответствует Таблице 5.2а СН РК EN 1992-1-2:2004/2011).

Таблица 10.1 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры для колонн с прямоугольным и круглым сечением по Методу А

Предел огнестойкости	Минимальные размеры, мм (ширина колонны b_{min} /расстояние до оси арматуры a)			
	обогрев более чем с одной стороны			обогрев с одной стороны
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25

Таблица 10.1 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры для колонн с прямоугольным и круглым сечением по Методу А (продолжение)

Предел огнестойкости	Минимальные размеры, мм (ширина колонны b_{min} /расстояние до оси арматуры a)			
	обогрев более чем с одной стороны			обогрев с одной стороны
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
$R\ 120$	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
$R\ 180$	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
$R\ 240$	350/61**	450/75**		295/70
** Минимум восемь стержней.				

10.2.5 Коэффициент использования несущей способности при пожаре μ_{fi} определяется по Формуле (5.6) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi}/N_{Rd}, \quad (10.5)$$

где $N_{Ed,fi}$ – расчетное продольное усилие при пожаре;

N_{Rd} – расчетная несущая способность колонны при нормальной температуре;

N_{Rd} определяется по, принимая μ_m для нормальной температуры, с учетом воздействий по теории второго рода и начального эксцентриситета, суммируемого с эксцентриситетом $N_{Ed,fi}$.

Примечание – Допускается η_{fi} принимать вместо μ_{fi} согласно Пункту 2.4.2 СН РК EN 1992-1-2:2004/2011.

10.2.6 Другие значения пределов огнестойкости определяются по Формуле (5.7) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$R = 120 \cdot \left(\frac{R_{nfi} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8}; \quad (10.7)$$

$$\text{где } R_{nfi} = 83 \cdot \left[1 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{\left(\frac{0,85}{\alpha_{cc}} \right) + \omega} \right];$$

$$R_a = 1,6 \cdot (a - 30);$$

$$R_l = 9,6 \cdot (5 - l_{0,fi});$$

$$R_b = 0,09b';$$

$R_n = 0$ если $n = 4$ (только угловые стержни);

$R_n = 12$ если $n > 4$;

a – расстояние до оси продольной арматуры, мм, $25 \leq a \leq 80$;

$l_{0,fi}$ – расчетная длина колонны при пожаре, м, $2 \leq l_{0,fi} \leq 6$. Если $l_{0,fi} < 2$ м, следует принимать $l_{0,fi} = 2$ м;

b' – расчетный размер, мм, $200 \leq b' \leq 450$, $h \leq 1,5b$:

$b' = 2A_c/(b + h)$ – для прямоугольного сечения;

$b' = d_{col}$ (диаметр) – для круглого сечения;

α_{cc} – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки и неблагоприятный способ ее приложения (0,85);

ω – коэффициент армирования при нормальной температуре:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}.$$

10.2.7 Огнестойкость железобетонных колонн считается обеспеченной, если параметры конструкции соответствуют приведенным в Таблице 10.2 и соблюдаются следующие правила. Дополнительные данные приведены в Приложении Б.

10.2.8 Таблица 10.2 применяется для колонн в связевых конструктивных системах при соблюдении следующих условий:

– уровень нагрузки n при нормальной температуре (см. п.6.1.30 настоящего пособия) определяется по Формуле (5.8а) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$n = \frac{N_{0Ed,fi}}{0,7 \cdot (A_c f_{cd} + A_s f_{yd})}, \quad (10.8a)$$

– эксцентриситет по теории первого рода при пожаре определяется по Формуле (5.8b) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$e = \frac{M_{0Ed,fi}}{N_{0Ed,fi}}, \quad (10.8b)$$

– гибкость колонн при пожаре ($\lambda_{fi} \leq 30$) определяется по Формуле (5.8с) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011

$$\lambda_{fi} = l_{0,fi}/i, \quad (10.8b)$$

где $l_{0,fi}$ – расчетная длина колонн при пожаре;

b – минимальный размер поперечного сечения (диаметр – при круглом сечении);

$N_{0Ed,fi}$ – продольное усилие при пожаре;

$M_{0Ed,fi}$ – изгибающий момент по теории первого рода при пожаре;

i – минимальный радиус инерции;

ω – коэффициент армирования при нормальной температуре:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}.$$

Для гибкости колонн $30 > \lambda_{fi} \leq 80$ следует воспользоваться таблицами Приложения Б.

10.2.9 Огнестойкость железобетонных колонн, работающих на сжатие и на изгиб, в связевых конструктивных системах считается обеспеченной, если параметры конструкции соответствуют приведенным в Таблице 10.2 (Метод В) (соответствует Таблице 5.2b СН РК EN 1992-1-2:2004/2011).

10.2.10 В колоннах с $A_s \geq 0,02A_c$ для обеспечения огнестойкости более 90 мин требуется равномерное распределение стержней вдоль сторон поперечного сечения.

Таблица 10.2 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры для колонн с прямоугольным и круглым сечением по Методу В

Предел огнестойкости	Коэффициент армирования ω	Минимальные размеры, мм (ширина колонны b_{min} /расстояние до оси арматуры а)			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,1	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,5	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,1	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,5	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,1	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,5	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,1	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,5	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,1	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,5	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,1	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,5	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

Таблица 10.2 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры для колонн с прямоугольным и круглым сечением по Методу В (продолжение)

* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 к минимальной толщине защитного слоя бетона	
Примечания	
1 Если необходимая ширина поперечного сечения более 600 мм, требуется более точная оценка устойчивости элемента.	
2 Допускается принимать $N_{0Ed,fi} = 0,7N_{0Ed}$ ($\eta_{fi} = 0,7$, см.).	
3 λ_{fi} допускается принимать равным λ .	
Примечание – 4 Для связевых конструктивных систем с требуемой огнестойкостью более 30 мин допускается принимать расчетную длину:	
$l_{0,fi} = 0,5l$ – для промежуточных этажей;	
$0,5l \leq l_{0,fi} \leq 0,7l$ – для верхнего этажа,	
где l – фактическая длина колонны.	

10.3 Стены

10.3.1 Предел ограждающей функции при пожаре EI перегородок, стен (а также любых других сплошных элементов) при пожаре следует определять по Таблице 10.3.

10.3.2 Для предотвращения чрезмерной температурной деформации с последующей потерей целостности между стеной и плитой отношение высоты стены к ее толщине не должно превышать 40.

Таблица 10.3 – Минимальная толщина несущих стен (перегородок)

Предел огнестойкости	Минимальная толщина стен, мм
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

10.3.3 Огнестойкость несущих железобетонных стен считается обеспеченной, если параметры конструкции соответствуют приведенным в Таблице 10.4 и соблюдаются следующие правила.

10.3.4 Для обеспечения устойчивости к ударной нагрузке (предельное состояние M , см. [1]) и минимальная толщина противопожарных стен при использовании бетона нормальной плотности должна быть не менее, мм:

- 200 – для неармированной стены;
- 140 – для армированной стены;

120 – для армированной ненесущей стены (перегородки), а расстояние до оси арматуры несущей стены должно быть не менее 25 мм.

Таблица 10.4 – Минимальные толщина и расстояние до оси арматуры для несущих железобетонных стен

Предел огнестойкости	Минимальные размеры, мм (толщина стен/расстояние до оси арматуры)			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	односторонний обогрев	двухсторонний обогрев	односторонний обогрев	двухсторонний обогрев
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 к минимальной толщине защитного слоя бетона. Примечание – Для определения μ_{fi} см..				

10.4 Растянутые элементы

10.4.1 Огнестойкость растянутых железобетонных элементов (в том числе предварительно напряженных) считается обеспеченной, если параметры конструкции соответствуют приведенным в Таблице 10.4.

10.4.2 Ввиду теплового расширения конструкции, для исключения чрезмерного удлинения растянутого элемента, отрицательно влияющего на несущую способность конструкции, критическая температура нагрева арматуры в таких конструкциях ограничена до 400 °С. Для этого расстояние до оси арматуры по Таблице 10.4 необходимо увеличить с использованием Формулы (10.1).

10.4.3 Площадь поперечного сечения растянутых элементов должна быть не менее $2 b_{min}^2$ где b_{min} – минимальная ширина элемента, приведенная в Таблице 10.4.

10.5 Балки

10.5.1 Огнестойкость железобетонных балок в соответствии с СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (5.6.1) (в том числе предварительно напряженных) считается обеспеченной, если параметры конструкции соответствуют (не превышают) приведенным в Таблицах 10.4 – 10.6 и соблюдаются следующие правила. Толщина стенки приводится для классов WA, WB или WC.

Примечание – Выбор класса WA, WB или WC устанавливается в зависимости от геометрии сечения.

Таблица 10.5 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры для свободно опертых железобетонных балок (включая предварительно напряженные)

Предел огнестойкости	Минимальные размеры, мм						
	возможные комбинации среднего расстояния до оси арматуры a и ширины балки $b_{\min}$				толщина стенки b_w		
					класс WA	класс WB	класс WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min} = 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	$b_{\min} = 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{\min} = 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{\min} = 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{\min} = 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{\min} = 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160
$a_{sd} = a + 10$ мм (см. 2)							
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 к минимальной толщине защитного слоя бетона. Примечания 1 Для предварительно напряженных балок расстояние до оси арматуры необходимо увеличить согласно. 2 a_{sd} – расстояние от оси угловых стержней (канатов или проволоки) до боковой поверхности балок с одним рядом арматуры. Для значений $b_{\min}$, которые более приведенных в графе 4, увеличение a_{sd} не требуется.							

10.5.1 Таблицы используются для балок, обогреваемых при пожаре с трех сторон. Теплоизолирующая способность плит или других элементов, изолирующих верхнюю сторону балки, должна быть обеспечена в течение времени, соответствующего требуемому пределу огнестойкости. Для балок, обогреваемых при пожаре со всех сторон, следует применять п.10.5.16.

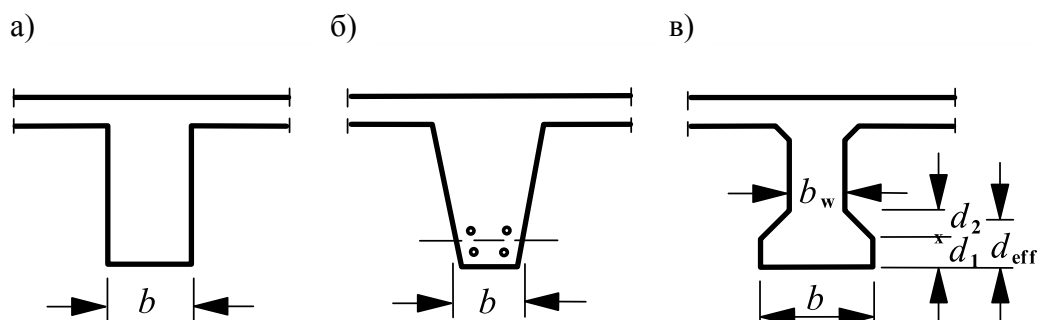
Таблица 10.6 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры для неразрезных железобетонных балок (включая предварительно напряженные) (см. также Таблицу 10.7)

Предел огнестойкости	Минимальные размеры, мм						
	возможные комбинации среднего расстояния до оси арматуры a и ширины балки $b_{\min}$				толщина стенки b_w		
					класс WA	класс WB	класс WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min} = 80$ $a = 15^*$	160 12*			80	80	80
R 60	$b_{\min} = 120$ $a = 25$	200 12*			100	80	100
R 90	$b_{\min} = 150$ $a = 35$	250 25			110	100	100
R 120	$b_{\min} = 200$ $a = 45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	$b_{\min} = 240$ $a = 60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	$b_{\min} = 280$ $a = 75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd} = a + 10$ мм (см. 2)							
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 к минимальной толщине защитного слоя бетона. Примечания 1 Для предварительно напряженных балок расстояние до оси арматуры необходимо увеличить согласно 2 a_{sd} – расстояние от оси угловых стержней (канатов или проволоки) до боковой поверхности балок с одним рядом арматуры. Для значений $b_{\min}$, которые более приведенных в графе 3, увеличение a_{sd} не требуется.							

10.5.2 Таблицы справедливы для поперечных сечений, приведенных на Рисунке 10.3. Выполнение правил обеспечивает достаточные для защиты арматуры размеры поперечного сечения.

$$d_{\text{eff}} = d_1 + 0,5d_2 \geq b_{\min}, \quad (10.9)$$

где $b_{\min}$ – минимальное значение ширины балки по Таблице 10.5.



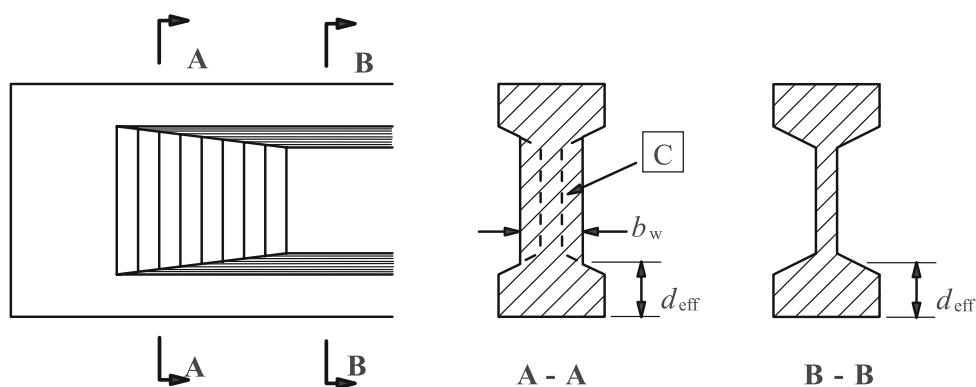
- а – постоянная ширина;
 б – переменная ширина;
 в – двутавровое поперечное сечение

Рисунок 10.3 – Определение размеров для различных поперечных сечений балок

10.5.3 Для балок с переменной шириной (Рисунок 10.3б) размер b принимается на уровне среднего расстояния от нижней поверхности до оси растянутой арматуры.

10.5.4 Эффективная высота d_{eff} нижней полки двутавровой балки (Рисунок 10.3в) должна быть в соответствии с Формулой (5.9) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 не менее:

Данное правило не действует, если фиктивное поперечное сечение («С» на Рисунке 10.4), удовлетворяющее минимальным требованиям для обеспечения огнестойкости и включающее всю арматуру, может быть вписано внутрь действительного поперечного сечения.



С – фиктивное поперечное сечение

Рисунок 10.4 – Двутавровая балка с переменной шириной стенки b_w , удовлетворяющая требованиям к фиктивному поперечному сечению

10.5.5 Если $b > 1,4b_w$, где b_w – ширина стенки (см. Рисунок 10.3в), и $bd_{eff} < 2b_{min}^2$ расстояние до оси арматуры необходимо увеличить в соответствии с Формулой (5.10) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011:

$$a_{\text{eff}} = a \cdot \left(1,85 - \frac{d_{\text{eff}}}{b_{\text{min}}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) \geq a, \quad (10.10)$$

где d_{eff} – расчетная высота, определяется по Формуле (5.9);

b_{min} – минимальная ширина балки по Таблице 5.5.

10.5.6 Отверстия в стенках балок не влияют на огнестойкость, если оставшаяся площадь поперечного сечения в растянутой зоне больше $A_c = 2b_{\text{min}}^2$ где b_{min} принимается по Таблице 10.5.

10.5.7 Учитывая, что при пожаре нижние углы балок прогреваются наиболее интенсивно, то при армировании в один ряд расстояние от боковой поверхности до оси углового стержня (каната или проволоки) a_{sd} (см. Рисунок 10.2) необходимо увеличить на 10 мм по отношению к приведенному:

- для статически определимых балок – в графе 4 Таблицы 10.5,
- для статически неопределимых балок – в графе 3 Таблицы 10.6.

10.5.8 Минимальные расстояния до оси арматуры и ширина свободно опертых балок приведены в Таблице 10.5 для пределов огнестойкости от $R 30$ до $R 240$.

10.5.9 Минимальные расстояния от нижней и боковых поверхностей до оси арматуры и ширина неразрезных балок приведены в Таблице 10.6 для пределов огнестойкости от $R 30$ до $R 240$.

10.5.10 Таблица 10.6 используется при выполнении следующих условий:

- а) соблюдаются приведенные требования по конструированию;
- б) перераспределение изгибающего момента при нормальной температуре не превышает 15 %.

Если условия а) и б) не выполняются, то балки рассматриваются как свободно опертые.

Примечание – Таблица 10.6 может быть использована для неразрезных балок с перераспределением изгибающего момента более 15 %, если имеется достаточное сопротивление кручению на опорах при нормируемом температурном режиме пожара. С использованием упрощенных методов расчета (см. Раздел 8 настоящего пособия) могут быть определены более точные значения расстояния до оси арматуры и длины вывода за опоры верхней и нижней арматуры.

10.5.11 Для конструкций с пределами огнестойкости $R 90$ и выше площадь поперечного сечения верхней арматуры на длине $0,3l_{\text{eff}}$ от центральной линии каждой промежуточной опоры (см. Рисунок 10.5) должна быть в соответствии с Формулой (5.11) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 не менее:

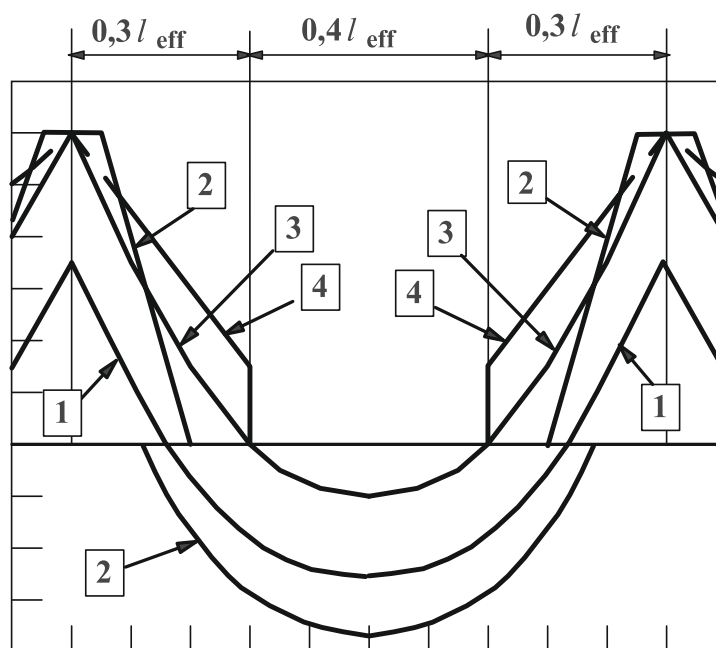
$$A_{s,\text{req}}(x) = A_{s,\text{req}}(0) \left(1 - 2,5 \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}} \right), \quad (10.11)$$

где x – расстояние от рассматриваемого поперечного сечения до центральной линии опор, $x \leq 0,3l_{\text{eff}}$;

$A_{s,req}(0)$ – требуемая площадь верхней арматуры над опорой согласно расчету при нормальных условиях;

$A_{s,req}(x)$ – минимальная площадь необходимой верхней арматуры в сечении на расстоянии x от центральной линии опор, принятая не менее $A_s(x)$ согласно требованиям огнестойкости;

l_{eff} – расчетная длина пролета. Если длина примыкающих пролетов больше, то следует принимать эти значения.



1 – эпюра изгибающих моментов при пожаре для времени $t = 0$;

2 – эпюра изгибающих моментов, которые должна воспринимать растянутая арматура согласно;

3 – эпюра изгибающих моментов при пожаре;

4 – эпюра изгибающих моментов внутренних сил, соответствующая Формуле (10.11)

Рисунок 10.5 – Эпюры изгибающих моментов над опорами при пожаре

10.5.12 Для предварительно напряженных неразрезных балок без сцепления арматуры с бетоном Таблица 10.6 применима, если общие изгибающие моменты над промежуточными опорами при пожаре воспринимаются арматурой, находящейся в сцеплении с бетоном.

10.5.13 Ширина стенки b_w двутавровой неразрезной балки (см. Рисунок 10.3в) должна быть на расстоянии $2h$ от промежуточной опоры не менее b_{min} (см. графу 2 Таблицы 10.6), в противном случае необходимо исключить возможность хрупкого разрушения (см. Раздел 11 настоящего пособия).

10.5.14 Толщину стенок и ширину неразрезных балок с пределами огнестойкости от $R 120$ до $R 240$ необходимо увеличить в соответствии с Таблицей 10.7 для предотвращения разрушения сжатого бетона или среза над первой промежуточной опорой, если выполняются следующие условия:

- а) стыки (соединения) и балки не обеспечивают сопротивление изгибу на крайней опоре (отсутствует верхнее армирование), и
б) на первой промежуточной опоре:

$$V_{Ed} > 2/3 V_{Rd,max},$$

где V_{Ed} – расчетное поперечное усилие при нормальной температуре;

$V_{Rd,max}$ – расчетное сопротивление срезу сжатого элемента согласно СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

Таблица 10.7 – Неразрезные железобетонные балки двутаврового сечения (включая предварительно напряженные), для которых необходимо увеличивать ширину и толщину стенки согласно Пункту 10.5.6

Предел огнестойкости	Минимальная ширина балки b_{min} , мм, и минимальная толщина стенки b_w , мм
$R 120$	220
$R 180$	380
$R 240$	480

10.5.15 Таблицы 10.5 – 10.7 применяются при выполнении следующих условий:

- высота балки должна быть не менее ширины, нормируемой для требуемого предела огнестойкости;
- площадь поперечного сечения балки должна быть в соответствии с Формулой (5.12) СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 не менее:

$$A_c = 2b_{min}^2, \quad (10.12)$$

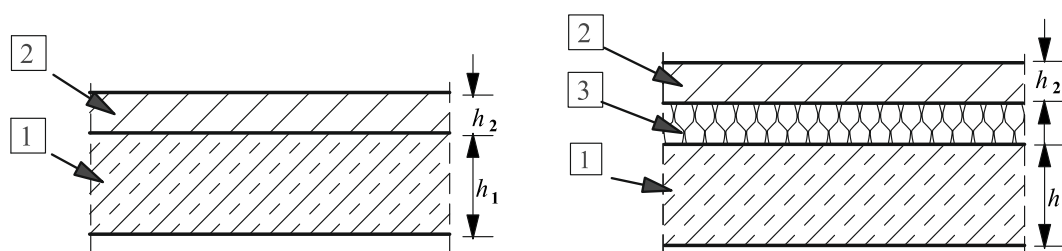
где b_{min} – приведено в Таблицах 10.5 – 10.7.

10.6 Плиты

10.6.1 Огнестойкость железобетонных плит (в том числе предварительно напряженных) считается обеспеченной, если параметры конструкции соответствуют приведенным в Таблице 10.8 и соблюдаются следующие правила.

10.6.2 Минимальные значения толщины плит h_s , приведенные в Таблице 10.8, обеспечивают предел огнестойкости по предельным состояниям EI . Дополнительные покрытия (настил пола) способствуют обеспечению предела огнестойкости (EI) в соответствии с их толщиной (Рисунок 10.6). Если требуется обеспечение только несущей способности R , то толщина плит определяется только проектированием по СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

10.6.3 Правила, приведенные для плит, также применяются для полок тавровых и двутавровых балок.



1 – железобетонная плита; 2 – настил пола (негорючий);
3 – звукоизоляция (возможно горючая) $h_s = h_1 + h_2$ (Таблица 5.9)

Рисунок 10.6 – Бетонные плиты с настилом

10.6.4 Минимальные расстояния до оси арматуры свободно опертых железобетонных плит приведены в Таблице 10.8 для пределов огнестойкости от $R 30$ до $R 240$ в соответствии с Таблицей 5.8 СН РК EN 1992-1-2:2004/2011. При армировании по двум направлениям расстояние до оси арматуры устанавливается для нижнего ряда арматуры.

10.6.5 Значения, приведенные в Таблице 10.8 (графы 2 и 4), также применимы для неразрезных плит, армированных по одному и двум направлениям.

10.6.6 Таблица 10.8 и приведенные правила могут быть использованы для неразрезных плит с перераспределением изгибающего момента, при нормальной температуре, не более 15 %. При невозможности выполнения более точного расчета, перераспределении моментов более 15 % или невозможности применения правил конструирования, каждый пролет неразрезной плиты рассматривается как свободно опертая плита, с использованием Таблицы 10.8 (графы 2, 3, 4 или 5).

Правила, приведенные в 10.5.12 настоящего пособия для неразрезных балок, применимы также для неразрезных плит. Если указанные правила не соблюдаются, то каждый пролет следует рассматривать как свободно опертый.

10.6.7 Минимальное верхнее армирование над промежуточными опорами должно составлять $A_s \geq 0,005A_c$, в одном из следующих случаев:

- а) применяется холоднодеформированная арматура;
- б) в двухпролетных неразрезных плитах методы расчета согласно СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и/или соответствующего конструирования не ограничивают изгиб на крайних опорах (Раздел 9 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011);
- в) невозможно распределить усилия в направлении пролета (см. Рисунок 10.7).

Таблица 10.8 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры статически определимых сплошных железобетонных плит (включая предварительно напряженные)

Предел огнестойкости	Минимальные размеры, мм			
	толщина плиты h_s	расстояние до оси арматуры а		
		армирование в одном направлении	армирование в двух направлениях	
			$l_y/l_x < 1,5$	$1,5 < l_y/l_x < 2$
1	2	3	4	5
<i>REI 30</i>	60	10*	10*	10*
<i>REI 60</i>	80	20	10*	15*
<i>REI 90</i>	100	30	15*	20
<i>REI 120</i>	120	40	20	25
<i>REI 180</i>	150	55	30	40
<i>REI 240</i>	175	65	40	50

* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 к минимальной толщине защитного слоя бетона

Примечания

1 l_x и l_y – размеры пролетов при армировании по двум направлениям (направления перпендикулярны), причем l_y – больший пролет.

2 Для предварительно напряженных балок расстояние до оси арматуры необходимо увеличить согласно подраздела 10.1 настоящего пособия.

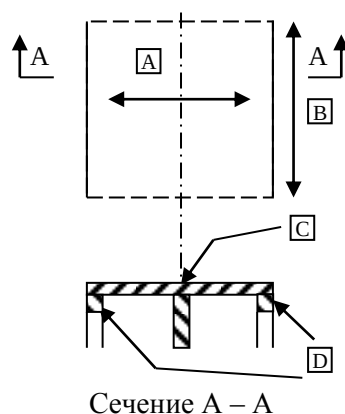
3 Расстояние до оси арматуры в графах 4 и 5 действует для плит, армированных в двух направлениях, которые опираются по четырем сторонам. В противном случае плиту следует рассматривать армированной в одном направлении.

10.6.8 Приведенные в настоящем разделе правила применимы также для плоских плит, для которых перераспределение момента согласно СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (Раздел 5) не превышает 15 %. В противном случае расстояние до оси арматуры определяется как для плит с армированием в одном направлении – по графе 3 Таблицы 10.8, а минимальная толщина – по Таблице 10.9.

10.6.9 Для пределов огнестойкости *REI 90* и выше необходимо в каждом направлении не менее 20 % от общего количества арматуры, требуемой над промежуточными опорами согласно СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, выводить по всей длине пролетов. Данная арматура должна быть расположена в опорных полосах.

10.6.10 Минимальная толщина плит не должна уменьшаться (например, посредством учета напольных покрытий).

10.6.11 В качестве расстояния до оси арматуры a принимается расстояние до нижнего ряда арматуры.



A – направление пролета l, B – протяженность системы без поперечных стен и балок, $> l$;

C – опасность хрупкого разрушения; D – кручение не предотвращено

Рисунок 10.7 – Система плит, для которой необходимо обеспечить минимальную площадь арматуры согласно Пункту 10.6.7

Таблица 10.9 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры плоских железобетонных плит (в том числе предварительно напряженных)

Предел огнестойкости	Минимальные размеры, мм	
	толщина плиты h_s	расстояние до оси арматуры a
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 к минимальной толщине защитного слоя бетона.

10.6.12 Для оценки огнестойкости армированных в одном направлении ребристых железобетонных плит (в том числе предварительно напряженных) необходимо применять:

- для ребер – подраздел 10.5 настоящего пособия;
- для полок – подраздел 10.6 настоящего пособия, графы 2 и 5 Таблицы 10.8.

10.6.13 Для армированных в двух направлениях железобетонных ребристых плит точная огнестойкость может быть оценена с применением значений, приведенных в Таблицах 10.10 и 10.11, совместно со следующими правилами.

10.6.14 Значения в Таблицах 10.10 и 10.11 справедливы для ребристых плит с равномерно распределенной нагрузкой.

10.6.15 Для ребристых плит с армированием в несколько рядов применяется Пункт 10.1.12 настоящего пособия.

10.6.16 В неразрезных ребристых плитах верхняя арматура должна быть расположена в верхней половине полки.

10.6.17 Таблица 10.10 распространяется на свободно опертые армированные по двум направлениям ребристые плиты. Она также распространяется на армированные в двух направлениях ребристые плиты как минимум с одним защемленным краем и пределом огнестойкости ниже $REI 180$, для которых конструирование верхней арматуры не соответствует требованиям Пункта 10.5.12 настоящего пособия.

10.6.18 Таблица 10.11 распространяется для армированных в двух направлениях ребристых плит как минимум с одним защемленным краем. Для конструирования верхней арматуры действует Пункт 10.5.12 настоящего пособия для всех пределов огнестойкости.

Таблица 10.10 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры армированных в двух направлениях свободно опертых ребристых железобетонных плит (в том числе предварительно напряженных)

Предел огнестойкости	Минимальные размеры, мм			
	возможные комбинации ширины ребер $b_{\min}$ и расстояния до оси арматуры a			толщина плиты h_s и расстояние до оси арматуры a в полке
1	2	3	4	5
$REI 30$	$b_{\min} = 80$ $a = 15^*$			$h_s = 80$ $a = 10^*$
$REI 60$	$b_{\min} = 100$ $a = 35$	120 25	> 200 15*	$h_s = 80$ $a = 10^*$
$REI 90$	$b_{\min} = 120$ $a = 45$	160 40	> 250 30	$h_s = 100$ $a = 15^*$
$REI 120$	$b_{\min} = 160$ $a = 60$	190 55	> 300 40	$h_s = 120$ $a = 20$
$REI 180$	$b_{\min} = 220$ $a = 75$	260 70	> 410 60	$h_s = 150$ $a = 30$
$REI 240$	$b_{\min} = 280$ $a = 90$	350 75	> 500 70	$h_s = 175$ $a = 40$
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 к минимальной толщине защитного слоя бетона. Примечания 1 Для предварительно напряженных ребристых плит расстояние до оси необходимо увеличить согласно 2 $a_{sd} = a + 10$, где a_{sd} – расстояние от оси арматуры до боковой обогреваемой при пожаре поверхности ребер.				

Таблица 10.11 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры армированных в двух направлениях свободно опертых ребристых железобетонных плит (в том числе предварительно напряженных) как минимум с одним заземленным краем

Предел огнестойкости	Минимальные размеры, мм			
	возможные комбинации ширины ребер $b_{\min}$ и расстояния до оси арматуры a			толщина плиты h_s и расстояние до оси арматуры a в полке
1	2	3	4	5
<i>REI 30</i>	$b_{\min} = 80$ $a = 10^*$			$h_s = 80$ $a = 10^*$
<i>REI 60</i>	$b_{\min} = 100$ $a = 25$	120 15*	> 200 10*	$h_s = 80$ $a = 10^*$
<i>REI 90</i>	$b_{\min} = 120$ $a = 35$	160 25	> 250 15*	$h_s = 100$ $a = 15^*$
<i>REI 120</i>	$b_{\min} = 160$ $a = 45$	190 40	> 300 30	$h_s = 120$ $a = 20$
<i>REI 180</i>	$b_{\min} = 310$ $a = 60$	600 50		$h_s = 150$ $a = 30$
<i>REI 240</i>	$b_{\min} = 450$ $a = 70$	700 60		$h_s = 175$ $a = 40$
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 к минимальной толщине защитного слоя бетона. Примечания 1 Для предварительно напряженных ребристых плит расстояние до оси необходимо увеличить согласно 2 $a_{sd} = a + 10$, где a_{sd} – расстояние от оси арматуры до боковой обогреваемой при пожаре поверхности ребер.				

Пример

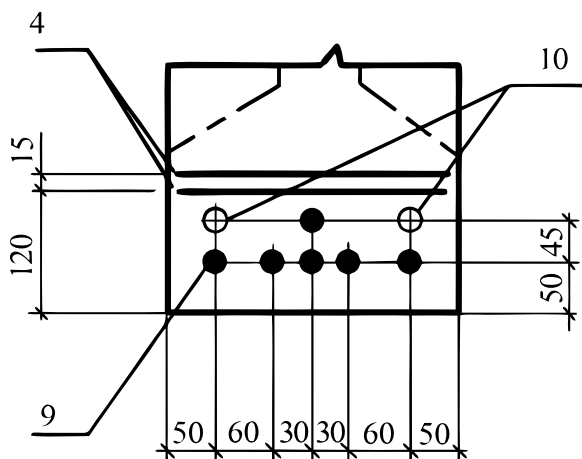
1 (к 10.1.4) Определить значение критической температуры для преднапряженных арматурных канатов S1400 диаметром 9 мм в плите с $\eta_{fi} = 0,57$ и требуемым и фактическим армированием, соответственно, 150 мм² и 190,76 мм².

Расчет: Предельный коэффициент работы арматуры при пожаре составит:

$$k_{pk}(\theta_{cr}) = \eta_{fi} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov} \cdot \gamma_s} = 0,57 \times \frac{150}{190,76 \times 1,15} = 0,39,$$

Вывод: Методом линейной интерполяции по Таблице 7.6 (для канатной арматуры – cold worked) определено, что коэффициенту работы арматуры при пожаре 0,39 соответствует температура 455 °С.

2 (к 10.1.12) Определить приведенное расстояние a_m до оси арматуры для железобетонной балки, среднее сечение которой изображено на Рисунке 10.8.



4 – закладная деталь; 9 – арматурный стержень Ø16 мм St1000;
10 – арматурный стержень Ø18 мм St400 ;

Рисунок 10.8 – Сечение железобетонной балки

Расчет: Так как балка армирована в несколько рядов и состоит из ненапрягаемой и напрягаемой арматуры с разными характеристическими сопротивлениями $f_{yk} = 400$ МПа (для St400 см. Таблицу 7.3) и $f_{pk} = 1000$ МПа (для St1000 см. Таблицу 7.3), то приведенное расстояние до оси арматуры в соответствии с 10.12 составит:

$$a_m = \frac{n_{s1} A_{s1} f_{pk1} a_1 + n_{s1} A_{s1} f_{pk1} a_2 + n_{s2} A_{s2} f_{yk2} a_3}{n_{s1} A_{s1} f_{pk1} + n_{s1} A_{s1} f_{pk1} + n_{s2} A_{s2} f_{yk2}} =$$

$$= \frac{4 \times 201,1 \times 1000 \times 50 + 1 \times 201,1 \times 1000 \times 95 + 2 \times 254,5 \times 400 \times 50}{4 \times 201,1 \times 1000 + 1 \times 201,1 \times 1000 + 2 \times 254,5 \times 400} = 57,5 \text{ мм.}$$

Вывод: приведенное расстояние до оси арматуры составляет 95 мм.

3 (к 10.2.5) Определить предел огнестойкости жестко закрепленной прямоугольной железобетонной колонны высотой в свету 3000 мм, сечением 300×300 мм, выполненную из бетона класса по прочности С30/35, армированную симметрично 4 арматурными стержнями St500 диаметром 25 мм с защитным слоем бетона 32 мм, воспринимающую осевую нагрузку 1620 кН и изгибающие разнонаправленные моменты у верха и низа колонны 38,5 кН·м. Колонна подвергается воздействию пожара с 4 сторон.

Расчет: В соответствии с Рисунком 5.7 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 расчетная длина колонны может быть принята как:

$$l_0 = \frac{l}{2} = \frac{3,0}{2} = 1,5 \text{ м.}$$

Гибкость колонны в соответствии с Формулой (5.14) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 :

$$\lambda = \frac{l_0}{h/12^{0,5}} = \frac{1,5}{0,3/12^{0,5}} = 17,32.$$

Максимальный изгибающий момент в сечении колонны (см. 5.2.7, 5.8.8.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011):

$$M_{\max} = M + N \cdot e_1 = M + N \cdot l_0 / 400 = 38,5 + 1620 \times 1,5 / 400 = 44,58 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Эксцентриситет по теории первого рода при пожаре:

$$e = \frac{M_{\max}}{N} = \frac{44,58}{1620} = 28 \text{ мм} < 0,15h = 0,15 \times 0,3 = 45 \text{ мм}.$$

Проверка армирования:

$$A_s = \frac{4 \times 3,14 \times 25^2}{4} = 1962,5 \text{ мм}^2 < 0,04A_c = 0,04 \times 300^2 = 3600 \text{ мм}^2.$$

Ввиду выполнимости условий 10.2.2 настоящего пособия, метод А для оценки огнестойкости колонны применим.

Коэффициент использования несущей способности при пожаре:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} = \frac{N_{Ed,fi}}{\frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{1620000}{\frac{300^2 \times 0,85 \times 30}{1,5} + \frac{1962,5 \times 500}{1,15}} = 0,68 \approx 0,70.$$

Расстояние до оси арматуры составляет $32 + 25/2 = 44,5$ мм, минимальная ширина 300 мм, коэффициент использования несущей способности 0,7, четырехстороннее огневое воздействие – ближайшее значение из Таблицы 10.1 – это группа 250/46 и 350/40. Методом линейной интерполяции для данной группы и минимальной ширины 300 мм минимальное расстояние до оси арматуры – 43 мм (т.е. 300/43). Это соответствует заданной колонне, а следовательно ее предел огнестойкости R60.

4 (к 10.2.6) Определить предел огнестойкости колонны из предыдущего примера в соответствии с 10.2.6.

Расчет: Коэффициент армирования при нормальной температуре:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{A_c \cdot \alpha \cdot f_{ck}} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_s} = \frac{1962,5 \times 500}{300^2 \times 0,85 \times 30} \times \frac{1,5}{1,15} = 0,56.$$

Составляющие Формулы 10.7:

$$R_{fi} = 83 \cdot \left[1 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{\left(\frac{0,85}{\alpha_{cc}} \right) + \omega} \right] = 83 \times \left[1 - 0,68 \frac{(1 + 0,56)}{\left(\frac{0,85}{0,85} \right) + 0,56} \right] = 26,56;$$

$$25 \leq a = 43 \leq 80;$$

$$R_a = 1,6 \cdot (a - 30) = 1,6 \times (43 - 30) = 20,8;$$

$2 \leq l_{0,fi} = 1,5 \leq 6$ – условие не выполняется, однако согласно 10.7

допускается принять $l_{0,fi} = 2,0$ м.

$$R_l = 9,6 \cdot (5 - l_{0,fi}) = 9,6 \times (5 - 2,0) = 28,8;$$

$$R_b = 0,09b' = 0,09 \cdot \frac{2A_c}{b + h} = 0,09 \times \frac{2 \times 300^2}{300 + 300} = 27,$$

$R_n = 0$, так как $n = 4$ (только угловые стержни).

Предел огнестойкости:

$$R = 120 \cdot \left(\frac{R_{nfi} + R_a + R_l + R_b + R_n}{120} \right)^{1,8} = 120 \times \left(\frac{26,56 + 20,8 + 28,8 + 27,0 + 0}{120} \right)^{1,8} = 91,41 \approx 90.$$

Вывод: предел огнестойкости колонны, определенный по 10.20 составляет R90.

Примечание – Видно, что предел огнестойкости, определенный по Таблице 10.1 принимает более консервативное значение (R60) нежели согласно 10.2.5 (R90). Следует отметить, что это не противоречие методик, а разница в точности. Ввиду ограниченного набора исходных данных табличный метод по Таблице 10.1 дает более осторожное значение. Тем не менее, предел огнестойкости колонны, выявленный при более тщательном анализе, составляет R90.

5 (к 10.2.10) Определить предел огнестойкости жестко закрепленной прямоугольной железобетонной колонны высотой в свету 4000 мм, сечением 300×400 мм, выполненную из бетона класса по прочности С30/35, армированную симметрично 4 арматурными стержнями S500 диаметром 25 мм с защитным слоем бетона 32 мм, воспринимающую осевую нагрузку 1620 кН и изгибающие разнонаправленные моменты у верха и низа колонны 15 кН·м. Колонна подвергается воздействию пожара с 4 сторон.

Расчет: В соответствии с Рисунком 5.7 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 расчетная длина колонны может быть принята как:

$$l_0 = \frac{l}{2} = \frac{4,0}{2} = 2,0 \text{ м.}$$

Гибкость колонны в соответствии с Формулой (5.14) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011:

$$\lambda = \frac{A \cdot l_0}{\sqrt{bh^3/12}} = \frac{0,3 \times 0,4 \times 2,0}{\sqrt{0,4 \times 0,3^3/12}} = 8,0.$$

Максимальный изгибающий момент в сечении колонны (см. Пункты 5.2.7, 5.8.8.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011):

$$M_{\max} = M + N \cdot e_i = M + N \cdot l_0 / 400 = 15 + 1620 \times 2,0 / 400 = 231 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Эксцентриситет по теории первого рода при пожаре:

$$e = \frac{M_{\max}}{N} = \frac{231}{1620} = 14 \text{ мм} < 100 \text{ мм},$$

$$e/b = \frac{14}{300} = 0,005 < 0,25.$$

Уровень нагрузки при пожаре:

$$n = \frac{N_{0Ed,fi}}{0,7 \cdot (A_c f_{cd} + A_s f_{yd})} = \frac{1620000}{0,7 \times (400 \times 300 \times 30 + 19625 \times 500)} = 0,51.$$

Коэффициент армирования при нормальной температуре:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{A_s \cdot f_{yk}}{A_c \cdot \alpha \cdot f_{ck}} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_s} = \frac{19625 \times 500}{300 \times 400 \times 0,85 \times 30} \times \frac{1,5}{1,15} = 0,42.$$

Расстояние до оси арматуры составляет $32+25/2=44,5$ мм. Для значений ($\omega = 0,42$; $e = 0,014$, $b = 300$ мм, $a = 44,5$ мм) наиболее подходящей будет Таблица С.4 ($\omega = 0,5$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм). С учетом гибкости колонны $\lambda \approx 70$, уровня нагрузки при пожаре $n \approx 0,5$, отношения ширины колонны к расстоянию до оси арматуры $b_{min}/a \approx 300/45$ ближайший диапазон будет 250/40:350/25 для R60.

Вывод: предел огнестойкости колонны R60.

6 (к 10.3.1) Определить предел ограждающей функции при пожаре EI железобетонной перегородки толщиной 160 мм.

Расчет: Методом линейной интерполяции по Таблице 10.3 определено, что предел ограждающей функции при пожаре EI железобетонной перегородки толщиной 160 мм составляет EI 204 (либо ближайший из стандартного ряда EI 180).

ПРИМЕР 7 (к Таблице 10.4) Определить предел огнестойкости (REI) несущей железобетонной панели размерами $3000 \times 1740 \times 160$ мм, выполненной из сплошного бетона класса по прочности C25/30 с рабочим армированием в виде 2 арматурных сеток. Арматурные сетки образуют с каждой стороны панели 11 продольных и 19 поперечных арматурных стержней диаметром 6 мм класса по прочности St500. Толщина защитного слоя бетона с каждой стороны панели для продольной арматуры составляет 25 мм. Панель предназначена для восприятия равномерно распределенной по длине панели расчетной нагрузки, равной 140 кН/м и изгибающего момента 10 кН·м.

Расчет: В соответствии с Рисунком 5.7 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 расчетная длина панели может быть принята как:

$$l_0 = \frac{l}{2} = \frac{3,0}{2} = 1,5 \text{ м}.$$

Гибкость панели в соответствии с Формулой (5.14) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011:

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_0}{h} = 3,46 \times \frac{1,5}{0,16} = 32,44.$$

Максимальный изгибающий момент в сечении панели (см. Пункты 5.2.7, 5.8.8.2 СН РК EN 1992-1-1):

$$M_{max} = M + N \cdot e_i = M + N \cdot l_0 / 400 = 10 + 140 \times 1,5 / 400 = 10,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Эксцентриситет по теории первого рода при пожаре:

$$e = \frac{M_{\max}}{N} = \frac{10,53}{140} = 75 \text{ мм} > 0,15h = 0,15 \times 0,16 = 24 \text{ мм}$$

Вывод: Так как эксцентриситет по теории первого рода при пожаре превышает допустимый, табличные данные для расчета указанной панели не применимы. Следует воспользоваться упрощенной либо общей методикой расчета.

8 (к Таблице 10.4) Определить предел огнестойкости (*REI*) несущей железобетонной панели размерами $3000 \times 1740 \times 160$ мм, выполненной из сплошного бетона класса по прочности C25/30 с рабочим армированием в виде 2 арматурных сеток. Арматурные сетки образуют с каждой стороны панели 11 продольных и 19 поперечных арматурных стержней диаметром 6 мм класса по прочности S500. Толщина защитного слоя бетона с каждой стороны панели для продольной арматуры составляет 25 мм. Панель предназначена для восприятия равномерно распределенной по длине панели расчетной нагрузки, равной 140 кН/м и изгибающего момента 2,5 кН·м.

Расчет: В соответствии с Рисунком 5.7 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 расчетная длина панели может быть принята как:

$$l_0 = \frac{l}{2} = \frac{3,0}{2} = 1,5 \text{ м.}$$

Гибкость панели в соответствии с Формулой (5.14) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 :

$$\lambda = 3,46 \cdot \frac{l_0}{h} = 3,46 \times \frac{1,5}{0,16} = 32,44.$$

Максимальный изгибающий момент в сечении панели (см. 5.2.7, 5.8.8.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011):

$$M_{\max} = M + N \cdot e_i = M + N \cdot l_0 / 400 = 2,5 + 140 \times 1,5 / 400 = 3,02 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Эксцентриситет по теории первого рода при пожаре:

$$e = \frac{M_{\max}}{N} = \frac{3,02}{140} = 22 \text{ мм} < 0,15h = 0,15 \times 0,16 = 24 \text{ мм.}$$

Проверка армирования:

$$A_s = \frac{11 \times 3,14 \times 6^2}{4} = 310,86 \text{ мм}^2 < 0,04A_c = 0,04 \times 1,74 \times 0,16 = 11136 \text{ мм}^2.$$

Ввиду выполнимости условий 10.16 настоящего пособия, Таблица 10.3 для оценки огнестойкости панели применима.

Коэффициент использования несущей способности при пожаре:

$$\mu_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} = \frac{N_{Ed,fi}}{\frac{A_c \cdot \alpha \cdot f_{cd}}{\gamma_c} + \frac{A_s \cdot f_{yk}}{\gamma_s}} = \frac{140000}{\frac{1740 \times 160 \times 0,85 \times 25}{1,5} + \frac{310,86 \times 500}{1,15}} = 0,03.$$

Расстояние до оси арматуры составляет $25+6/2=28$ мм, минимальная ширина 160 мм, коэффициент использования несущей способности 0,03, – ближайшее допустимое значение из Таблицы 10.3 – 150/28 (определяется независимо для толщины и расстояния до оси арматуры) для одностороннего и 160/25 для двухстороннего обогрева. Это соответствует пределу огнестойкости панели REI 120. Указанная стена в соответствии с 10.28 может быть использована как противопожарная.

9 (к 10.5.5) Для балки, изображенной на Рисунке 10.9, соответствующей двутавровому поперечному сечению («в» на Рисунке 10.4) предел огнестойкости составляет R30 (определено по величине b_w). Эффективная высота d_{eff} нижней полки двутавровой балки:

$$d_{eff} = d_1 + 0,5d_2 = 150 + 0,5 \times 100 = 200 \geq b_{min} = 150.$$

Очевидно, что с учетом требуемого расстояния до оси арматуры (25 мм) и минимальной ширины балки (80 мм) эффективная высота d_{eff} нижней полки может быть уменьшена (с учетом требуемого количества арматуры по расчету для нормальных условий).

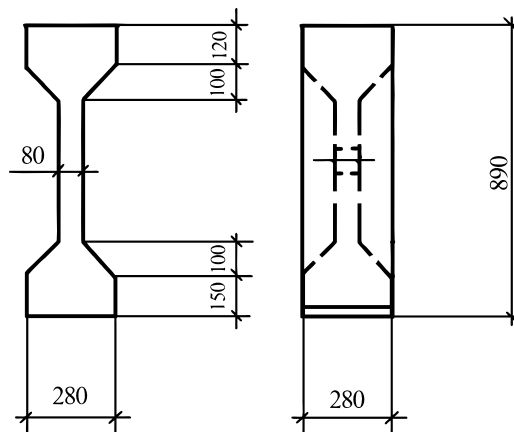


Рисунок 10.9 – Сечение железобетонной балки

10 (к 10.5.6) Для балки, изображенной на Рисунке 10.9 предыдущего примера:

$$b = 280 > 1,4 \cdot b_w = 1,4 \times 80 = 112,$$

$$bd_{eff} = 280 \times 200 = 56000 > 2b_{min}^2 = 2 \times 80_{min}^2 = 12800$$

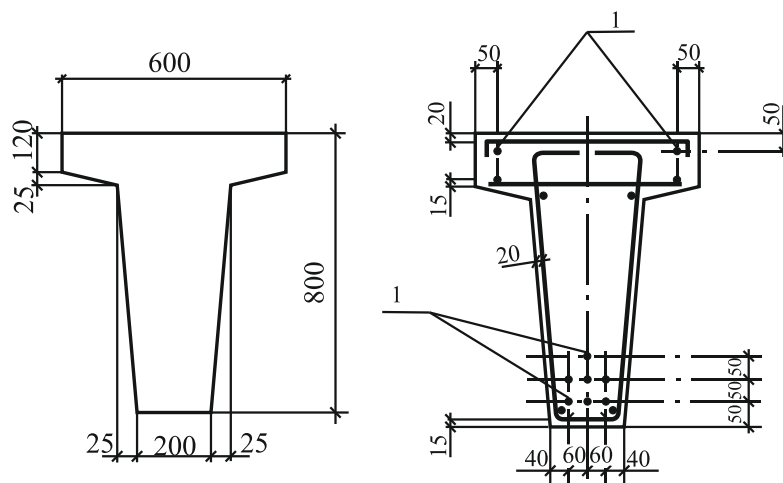
расстояние до оси арматуры нет необходимости увеличивать, так как:

$$a_{eff} = a \cdot \left(1,85 - \frac{d_{eff}}{b_{min}} \sqrt{\frac{b_w}{b}} \right) = 25 \times \left(1,85 - \frac{200}{80} \sqrt{\frac{80}{280}} \right) = 12,84 \geq a = 25.$$

11 (к Таблице 10.5) Определить предел огнестойкости свободно опертой балки, представленной на Рисунке 10.10.

Расчет: В соответствии с Рисунком 10.4 балка относится к типу WB – с переменной шириной. Однако минимальная толщина стенки b_w , равная 200 мм, не ограничивает огнестойкость балки. Минимальная ширина определяется на уровне центра растянутой арматуры и соответствует 206,25 мм (определено методом линейной интерполяции между значениями узкой и широкой части балки для уровня центра тяжести 100 мм). Расстояние до оси арматуры определяется с учетом 10.1.12 (для напрягаемой арматуры одной прочности и одинакового диаметра):

$$a_m = \frac{n_1 a_1 + n_2 a_2 + n_3 a_3}{\sum n_i} = \frac{4 \times 40 + 1 \times 50 + 2 \times 100}{7} = 58,6 \text{ мм}$$



1 – арматура класса St500 Ø 16 мм

Рисунок 10.10 – Сечение балки

Вывод: Для минимальной ширины 206,25 мм и расстояния до оси арматуры 58,6 мм соответствуют ближайшие значения 200/45 и предел огнестойкости R90.

12 (к 10.5.15) Определить предел огнестойкости неразрезной балки, соответствующей представленной в предыдущем примере.

Вывод: Для минимальной ширины 206,25 мм и расстояния до оси арматуры 58,6 мм соответствуют ближайшие значения 200/45 и предел огнестойкости R120.

В соответствии с 10.43 площадь поперечного сечения верхней арматуры в середине пролета должна быть не менее чем:

$$A_{s, \text{req}}(x) = A_{s, \text{req}}(0) \left(1 - 2,5 \cdot \frac{x}{l_{\text{eff}}} \right) = A_{s, \text{req}}(0) (1 - 2,5 \times 0,3) = 0,25 A_{s, \text{req}}(0).$$

13 (к Таблице 10.8) Определить предел огнестойкости сплошной железобетонной плиты перекрытия толщиной 160 мм, армированной арматурой Ø12 мм с толщиной защитного слоя 25 мм. Опирается по двум сторонам.

Решение: Расстояние до оси арматуры составляет $12/2 + 25 = 31$ мм. Это соответствует пределу огнестойкости REI 90 согласно Таблице 10.8 (толщина плиты не ограничивает предел огнестойкости).

11 КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

11.1 Высокопрочный бетон

11.1.1 Конструкции из высокопрочного бетона (HSC) должны быть спроектированы для воздействия высоких температур с учетом характеристик данного типа бетона, включая риск хрупкого разрушения в соответствии с требованиями СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (6.1). Данные в настоящем Разделе приведены только для стандартного температурного режима пожара.

11.1.2 Прочностные характеристики необходимо применять с использованием снижения сопротивления бетона ($k_c(\theta) = f_{c,\theta}/f_{ck}$) при нагреве. В зависимости от класса:

- класс 1 – бетон классов C55/67 и C60/75;
- класс 2 – то же C70/85 и C80/95;
- класс 3 – “ C90/105.

Таблица 11.1 – Зависимость сопротивления высокопрочного бетона ($k_c(\theta) = f_{c,\theta}/f_{ck}$) от температуры θ

Температура бетона θ , °C	$f_{c,\theta}/f_{ck}$		
	Класс 1	Класс 2	Класс 3
20	1	1	1
50	1	1	1
100	0,9	0,75	0,75
200			0,7
250	0,9		
300	0,85		0,65
400	0,75	0,75	0,45
500			0,3
600			0,25
700			
800	0,15	0,15	0,15
900	0,08		0,08
1000	0,04		0,04
1100	0,01		0,01
1200	0	0	0

11.2 Хрупкое разрушение

11.2.1 На бетон классов C55/67 – C80/95 распространяются указанные правила, при условии, что максимальное содержание микрокремнезема – менее 6 % от массы цемента. Для более высокого содержания микрокремнезема действуют правила, приведенные в 10.2.2.

11.2.2 Для бетона класса С90/105 характерно хрупкое разрушение бетона при пожаре, для защиты от которого должен быть применен один из следующих методов.

Метод А. Дополнительное конструктивное армирование поверхностного слоя бетона со стороны нагрева арматурной сеткой с ячейками размером не менее 50×50 мм и диаметром арматуры 2 мм (толщина слоя защитного слоя для дополнительной арматуры – не менее 40 мм);

Метод Б. Применение бетонов, обеспечивающих целостность железобетонной конструкции при пожаре (эффективность примененных составов бетонной смеси необходимо подтвердить экспериментально);

Метод В. Нанесение на нагреваемую поверхность бетона огнезащитного покрытия, при котором не происходит хрупкое разрушение (огнезащитную эффективность покрытия необходимо подтвердить экспериментально);

Метод Г. Добавление в бетонную смесь не менее $2 \text{ кг} \cdot \text{м}^{-3}$ полипропиленовых волокон.

Примечание – Выбор метода устанавливается в национальном приложении.

11.2.3 Следует избегать взрывного разрушения бетона или учитывать его влияние при определении эксплуатационных требований.

11.2.4 Взрывное разрушение бетона маловероятно при влажности бетона менее k процентов по массе. При влажности бетона более k процентов по массе необходимо точно оценить влажность, тип заполнителя и проницаемость бетона, а также условия нагрева.

Примечание – Рекомендуемое значение $k = 3 \%$.

11.2.5 Для конструкций, спроектированных для воздействий классов по условиям эксплуатации Х0 и ХС1 (см. СН РК EN 1992-1-1:2004/2011), влажность допускается принимать менее k процентов ($2,5 \% \leq k \leq 3 \%$).

11.2.6 При использовании табличных данных для бетона нормальной плотности дальнейшая проверка не требуется. Требование применяется, если расстояние до оси арматуры 70 мм и более.

11.2.7 Для балок, плит и растянутых элементов, при влажности бетона более k процентов по массе, влияние взрывного разрушения бетона на несущую способность R в расчетах учитывается за счет локального разрушения защитного слоя одного или нескольких арматурных стержней в поперечном сечении, с дальнейшей проверкой уменьшенной несущей способности сечения. Температура других арматурных стержней принимается без учета разрушения защитного слоя. Данная проверка не требуется для конструкций, отсутствие взрывного разрушения которых проверено экспериментально или на которые нанесено дополнительное защитное покрытие с подтвержденной в ходе испытаний эффективностью.

Примечание – При достаточно большом количестве стержней возможно перераспределение нагрузки без потери несущей способности R . Это касается:

- неразрезных плит с равномерно распределенной арматурой;
- балок шириной более 400 мм, содержащих более восьми стержней в растянутой зоне.

11.2.8 Следует избегать разрушения бетона на поздней стадии пожара или учитывать его влияние при определении эксплуатационных требований.

11.2.9 Если расстояние до оси арматуры 70 мм и более и отсутствие поверхностного разрушения бетона не подтверждено испытаниями, необходимо армировать защитный слой бетона. Армирование производится сеткой с размерами ячеек не более 100 мм и диаметром не менее 4 мм.

11.2.10 Проектирование стыков (сопряжений, контактных швов) должно быть основано на полной оценке характеристик конструкции при пожаре.

11.2.11 Стыки должны конструироваться таким образом, чтобы обеспечивать необходимую огнестойкость по предельным состояниям R , E , I для стыкуемых конструкций и гарантировать достаточную устойчивость при пожаре всей конструктивной системы.

11.2.12 Огнестойкость стыков стальных элементов следует обеспечивать согласно СН РК EN 1993-1-2:2005/2011.

11.2.13 Для обеспечения теплоизолирующей способности I ширина зазоров в стыках не должна превышать 20 мм, а их глубина не должна превышать половины минимальной толщины d (см. Раздел 5) существующих ограждающих элементов конструкции (Рисунок 11.4).

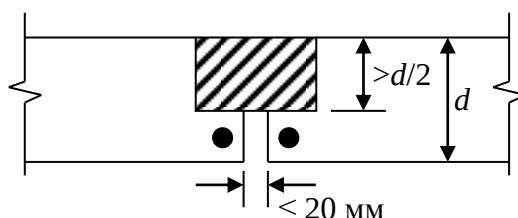


Рисунок 11.4 – Ширина зазора в стыке

Примечание – При использовании табличных данных стержни в угловых зонах, образующих стык, не рассматриваются как угловые.

Огнестойкость зазоров большей глубины и, при необходимости, с установленным закладным элементом, должна подтверждаться соответствующим испытанием.

11.2.14 Требуемая огнестойкость может быть достигнута применением защитных покрытий.

11.2.15 Оценку характеристик и работы материалов защитного покрытия следует производить на основании соответствующих испытаний.

12 ОГНЕВЫЕ ИСПЫТАНИЯ

12.1 Результаты испытаний при соответствующем исполнении могут быть использованы при оценке поведения отдельных конструктивных элементов, их совокупности либо конструктивной системы в целом.

12.2 Испытания могут учитывать один из возможных видов теплового воздействия согласно подразделу 6.2 настоящего пособия.

12.3 Экспериментальные результаты позволяют оценить огнестойкость конструктивной системы в целом либо ее части.

12.4 Испытания могут учитывать условия обогрева при пожаре и соответствующие механические воздействия. Результатом будет являться время, в течение которого конструкция сохраняет сопротивление комбинированному воздействию пожара и статических нагрузок.

12.5 Экспериментальные результаты могут позволить получить более точные составляющие данные для одного или нескольких этапов вышеперечисленных расчетных моделей.

12.6 Составляющие данные могут относиться к теплоизолирующей способности перекрытия, полям температур в сечении либо схемам разрушения конструктивного элемента.

12.7 Испытания могут проводиться не ранее 5 месяцев после бетонирования.

12.8 Конструкция экспериментального образца и механические воздействия должны отвечать условиям ее применения.

12.9 Испытания, проведенные на основе условного пожара, могут учитывать предыдущее правило.

12.10 Полученные результаты могут быть использованы только для соответствующих испытаниям условий и области применения, допущенной стандартами.

12.11 Опытный образец допускается проектировать в соответствии с видом необходимых составляющих данных.

12.12 Условия испытаний могут отличаться от условий применения конструкции, если указанное не влияет на получение необходимых составляющих данных.

12.13 Использование составляющих данных, полученных при испытаниях, ограничено параметрами, заложенными при эксперименте.

12.14 Экспериментальные результаты, касающиеся теплового потока, действительны для аналогичных размеров сечения и условий обогрева.

12.15 Экспериментальные результаты, касающиеся схемы разрушения, действительны для такой же конструкции или ее части, при таких же граничных условиях и уровнях нагружения.

12.16 Результаты испытаний, полученные согласно приведенным правилам, могут быть использованы в части полученных данных в расчетных моделях согласно настоящему пособию.

12.17 Предельные состояния конструкции по огнестойкости характеризуют такие состояния, при которых она больше не способна выполнять основные противопожарные функции. Стандарты предусматривают три предельных состояния R , E , I .

12.18 Потеря несущей способности (R). Выражается либо обрушением конструкции, либо достижением предельных деформаций. Для изгибаемых элементов величина предельного прогиба составляет $1/30$ величины пролета [1], а скорость его нарастания оценивается эмпирической формулой в соответствии с п.10.2.1 [1], определяющей предельное нарастание прогиба за единицу времени (как правило, для пятиминутного интервала):

$$\Delta = \frac{l^2}{9000 \cdot d}, \quad (12.1)$$

где Δ – изменение прогиба за рассматриваемую единицу времени (5 минут), мм;

l – значение пролета, мм;

d – расчетная высота сечения конструкции, мм.

Дополнительный критерий прогиба в зависимости от толщины конструкции (расстояние между крайним сжатым и растянутым волокнами) в соответствии с п.10.2.1 [1]:

$$f = \frac{l^2}{400d}, \quad (12.2)$$

где f – значение прогиба, мм;

d – расстояние между крайним сжатым и растянутым волокном сечения, мм.

12.19 Потеря целостности (E) – образование в конструкции сквозных трещин и отверстий, через которые на необогреваемую поверхность проникают продукты горения или пламя. Данный критерий связан с особенностями бетона как неоднородного композиционного материала и образования в нем трещин при совместном температурно-силовом воздействии с последующим развитием их размеров до величин, достаточных для сквозного проникновения продуктов горения. Фактор потери целостности особенно важен для перекрытий, имеющих зоны высоких механических напряжений, контакты сборных и монолитных элементов, повышенную влажность и связан с опасностью взрывообразного разрушения структуры бетона при нагреве.

12.20 Потеря теплоизолирующей способности (I) – предельное состояние, характеризующее термическое сопротивление конструкции при пожаре. Установлено, что прогрев ограждающих конструкций до температуры, равной 150...180 °С, может представлять опасность самовоспламенения расположенных на перекрытии различных материалов. Поэтому за предел огнестойкости по потере теплоизолирующей способности принимают повышение температуры на необогреваемой поверхности конструкции в среднем более чем на 140 °С или в любой точке этой поверхности более чем на 180 °С в сравнении с температурой конструкции до испытания или более 220 °С независимо от температуры конструкции до испытания [1].

Приложение А (информационное)

Температурные профили

А.1. В настоящем приложении приведены результаты теплотехнического расчета путем конечно-элементного моделирования (общего расчета – см. Раздел 9 настоящего пособия) в виде температурных профилей (изотермических линий для заданной длительности температурного режима стандартного пожара):

- для железобетонных плит (Рисунок А.2);
- для железобетонных балок (Рисунки А.3 – А.10);
- для железобетонных колонн (Рисунки А.11 – А.20).

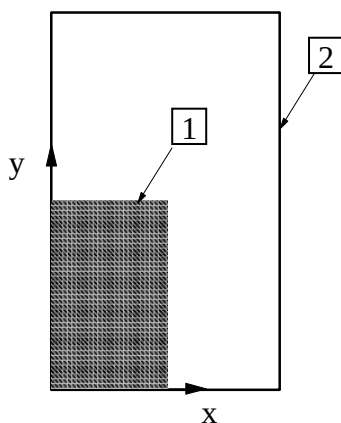
Примечания

1 Результаты расчетов приведены в соответствии с СН РК EN 1992-1-2:2004/2011 (Приложение А) для степени черноты обогреваемой поверхности бетона 0,7, коэффициента теплоотдачи конвекцией 25 Вт/(м²·К) с влажностью бетона 1,5 % и теплопроводностью согласно 7.2.13 настоящего пособия. Приведенные значения температуры справедливы для железобетонных конструкций из бетона влажностью более 1,5 %.

2 Арматура в сечениях условно не показана. Допускается принимать температуру арматуры, равной температуре бетонного сечения в точке, соответствующей центру тяжести (оси) арматуры.

3 Данные Рисунка А.2 допускается применять для железобетонных стен, обогреваемых при пожаре с одной стороны.

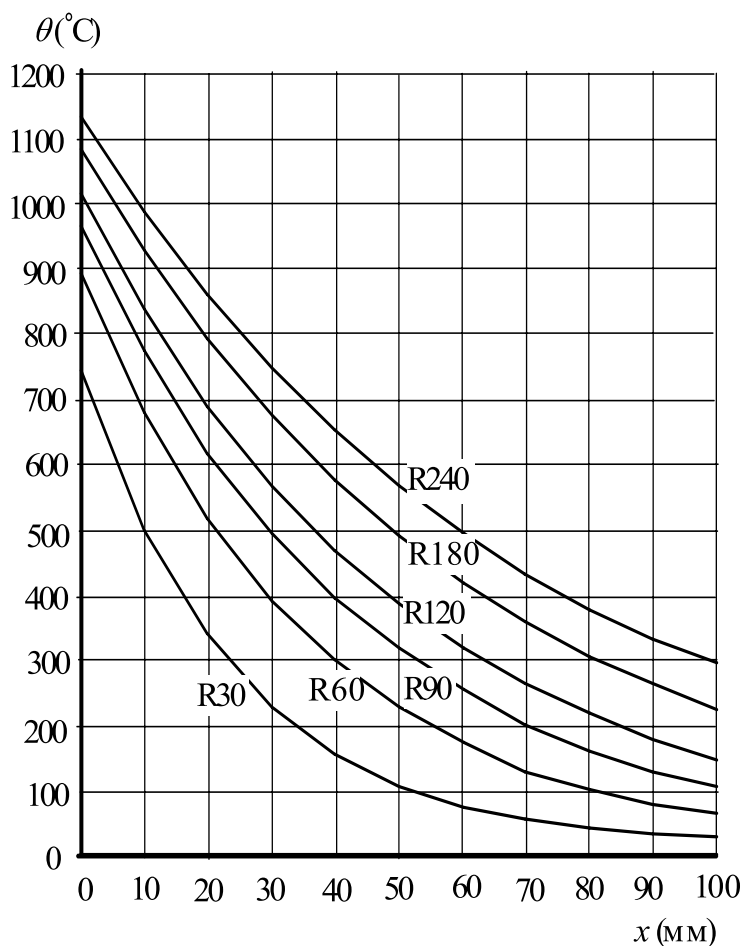
А.2. Ввиду того, что в условиях стандартного температурного режима пожара тепловое воздействие принимается равномерным со всех сторон, конструкции с симметрично обогреваемыми сторонами могут быть рассмотрены частично, с учетом зеркального отражения температур относительно оси симметрии. На Рисунке А.1 показано, как воспроизводится температурный профиль при использовании симметричного распределения температуры в поперечных сечениях балок и колонн.



1 – зона, для которой приведены температурные профили; 2 – полное поперечное сечение

**Рисунок А.1 – Зона симметричного поперечного сечения, для которой приведены
данные распределения температур**

А.3. На Рисунке А.2 представлены данные прогрева первых 100 мм от обогреваемой поверхности плиты общей толщиной 200 мм. Время теплового воздействия стандартного температурного режима условно показано в виде обозначения огнестойкости – R30, R60 и т.п.



x – расстояние от обогреваемой поверхности

Рисунок А.2 – Данные прогрева железобетонной плиты общей толщиной 200 мм для моментов времени 30...240 минут стандартного температурного режима

А.4. На Рисунках А.3 – А.10 представлены данные прогрева симметричной части балок для различных моментов времени стандартного температурного режима. Представлены данные:

- железобетонной балки размерами 150×80 мм (только для 30 минут стандартного температурного режима) – Рисунок А.3;

- железобетонной балки размерами 300×160 мм (для 30, 60, 90 минут стандартного температурного режима, в том числе изотермы 500°C (см. Рисунок А.6) для определения параметров приведенного поперечного сечения согласно 8.1.5 настоящего пособия) – Рисунки А.4 – А.6;

- железобетонной балки размерами 600×300 мм (для 60, 90, 120 минут стандартного температурного режима) – Рисунки А.7 – А.8;

– железобетонной балки размерами 800×500 мм (для 90, 120, 180, 240 минут стандартного температурного режима) – Рисунки А.9 – А.10.

Примечание – Для промежуточных значений размеров сечений допустима интерполяция. Для больших значений размеров сечений допускается принимать данные по ближайшему меньшему размеру сечения.

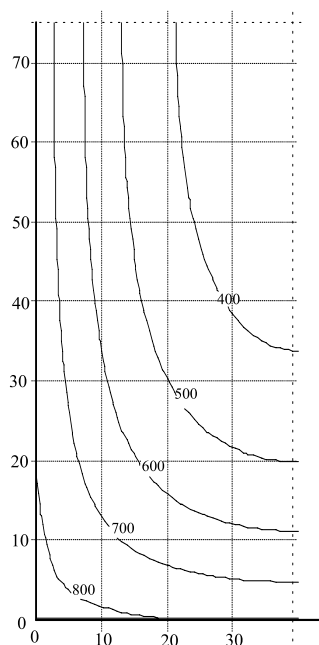


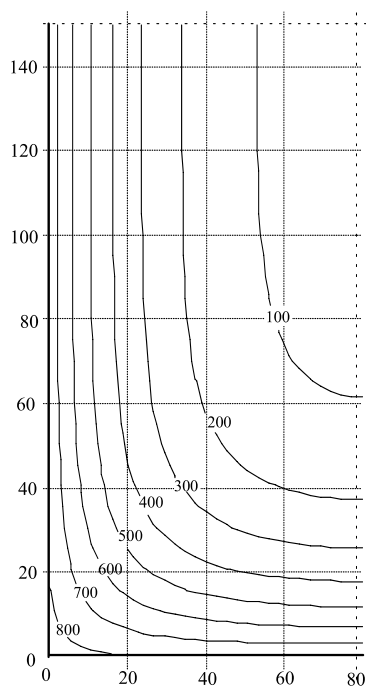
Рисунок А.3 – Данные симметричного прогрева (°C) железобетонной балки ($h \times b = 150 \times 80$ мм) для момента времени 30 минут стандартного температурного режима

А.5 На Рисунках А.11 – А.20 представлены данные прогрева симметричной части железобетонных колонн для различных моментов времени стандартного температурного режима. Представлены данные:

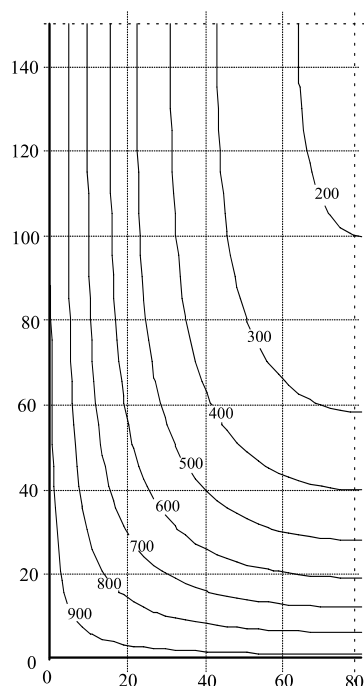
– железобетонной колонны прямоугольного сечения с размерами 300×300 мм (для 30, 60, 90, 120 минут стандартного температурного режима, в том числе изотермы 500°C (см. Рисунок А.15) для определения параметров приведенного поперечного сечения согласно 8.1.5 настоящего пособия) – Рисунки А.11 – А.15;

– железобетонной колонны круглого сечения диаметром 300 мм (для 30, 60, 90, 120 минут стандартного температурного режима, в том числе изотермы 500°C (см. Рисунок А.20) для определения параметров приведенного поперечного сечения согласно 8.1.5 настоящего пособия) – Рисунки А.16 – А.20.

Примечание – Для промежуточных значений размеров сечений допустима интерполяция. Для больших значений размеров сечений допускается принимать данные по ближайшему меньшему размеру сечения.



R 30



R 60

Рисунок А.4 – Данные симметричного прогрева (°C) железобетонной балки ($h \times b = 300 \times 160$ мм) для моментов времени 30 и 60 минут стандартного температурного режима

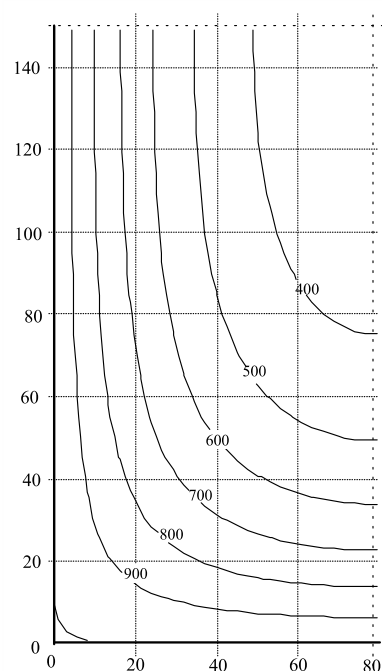


Рисунок А.5 – Данные симметричного прогрева (°C) железобетонной балки ($h \times b = 300 \times 160$ мм) для момента времени 90 минут стандартного температурного режима

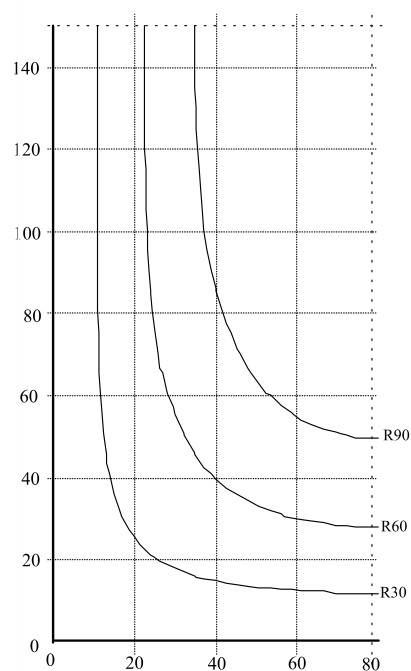
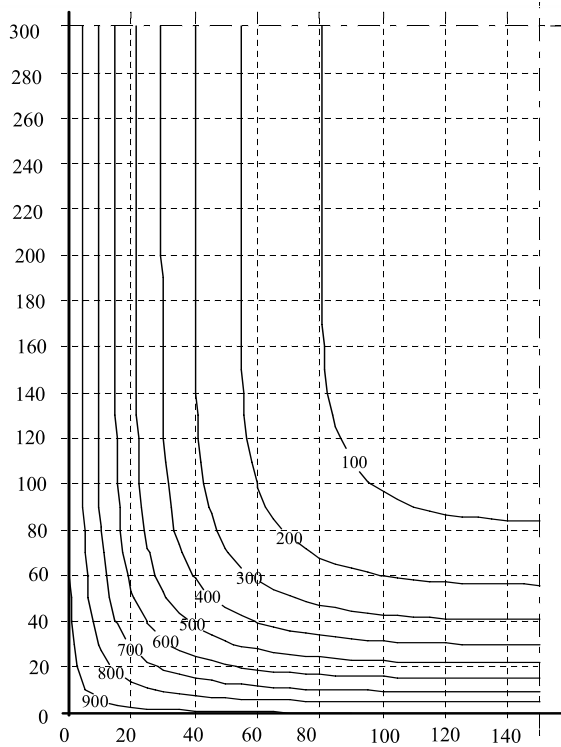
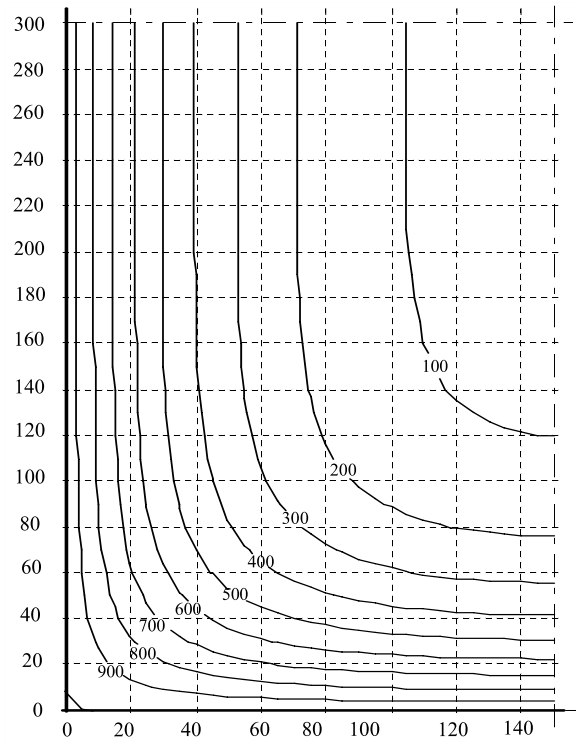


Рисунок А.6 – Изотермы 500 °C симметричного прогрева (°C) балки ($h \times b = 300 \times 160$ мм) для моментов времени 30, 60, 90 минут стандартного температурного режима



а) R 60



б) R 90

Рисунок А.7 – Данные симметричного прогрева (°C) железобетонной балки ($h \times b = 600 \times 300$ мм) для моментов времени 60 и 90 минут стандартного температурного режима

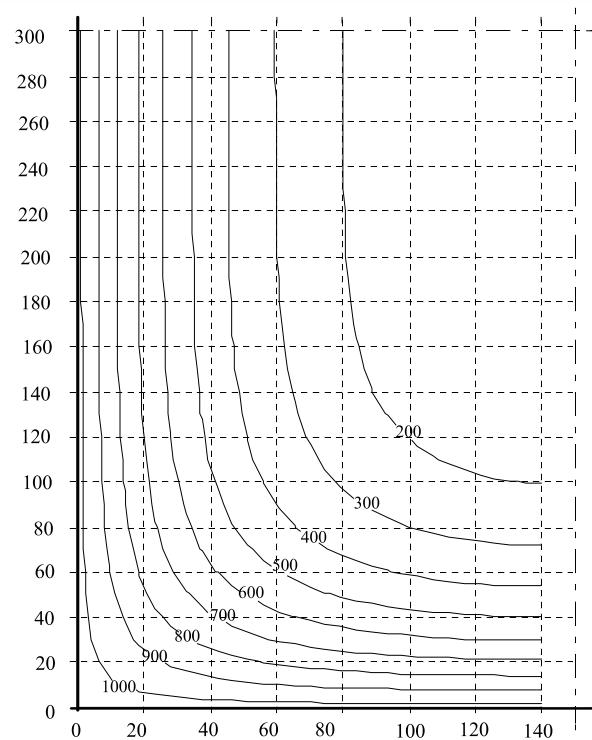
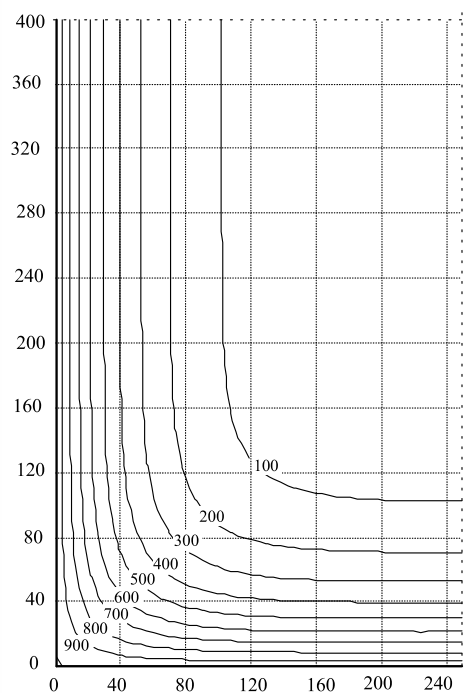
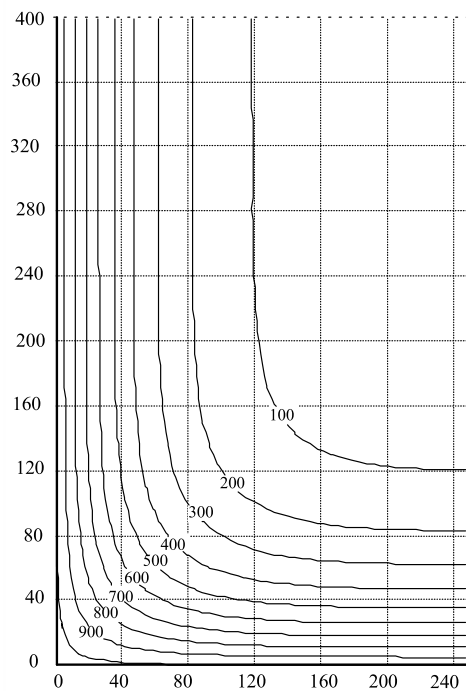


Рисунок А.8 – Данные симметричного прогрева (°C) железобетонной балки ($h \times b = 600 \times 300$) для момента времени 120 минут стандартного температурного режима

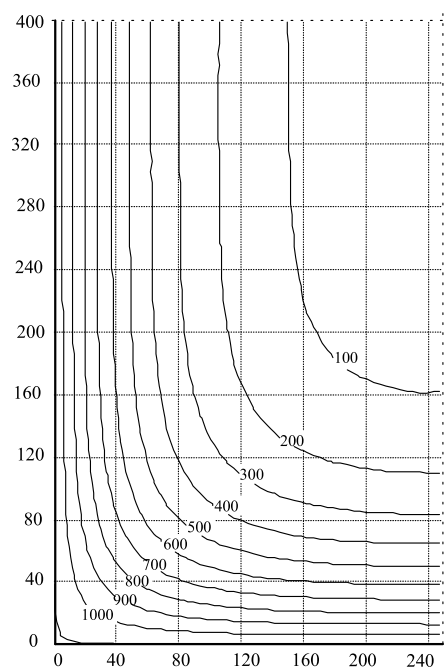


а) R 90

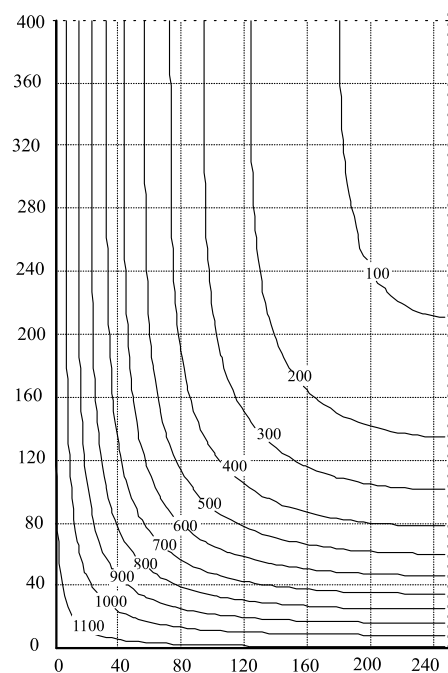


б) R 120

Рисунок А.9 – Данные симметричного прогрева (°C) железобетонной балки ($h \times b = 800 \times 500$ мм) для моментов времени 90 и 120 минут стандартного температурного режима



а) R 180



б) R 240

Рисунок А.10 – Данные симметричного прогрева (°C) железобетонной балки ($h \times b = 800 \times 500$ мм) для моментов времени 180 и 240 минут стандартного температурного режима

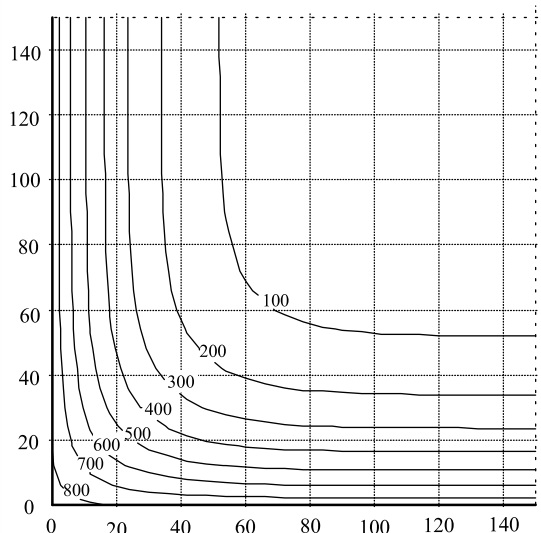


Рисунок А.11 – Данные симметричного прогрева (°C) железобетонной колонны прямоугольного сечения ($h \times b = 300 \times 300$ мм) для момента времени 30 минут стандартного температурного режима

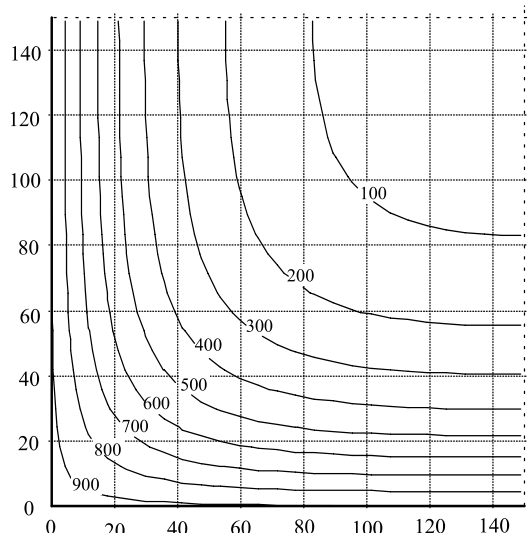


Рисунок А.12 – Данные симметричного прогрева (°C) железобетонной колонны прямоугольного сечения ($h \times b = 300 \times 300$ мм) для момента времени 60 минут стандартного температурного режима

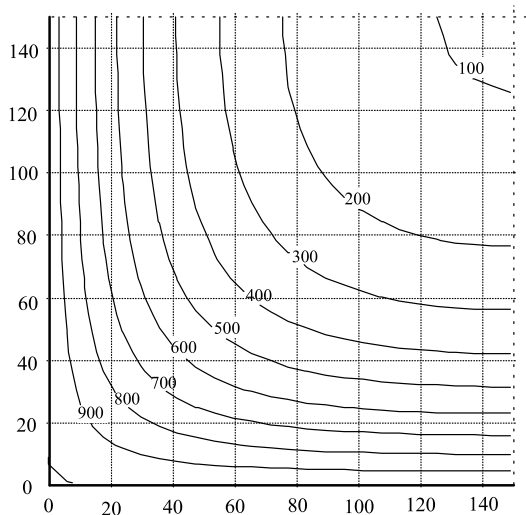


Рисунок А.13 – Данные симметричного прогрева (°C) железобетонной колонны прямоугольного сечения ($h \times b = 300 \times 300$ мм) для момента времени 90 минут стандартного температурного режима

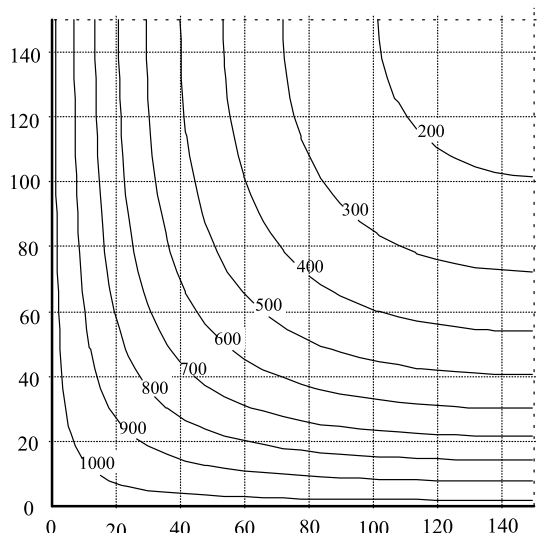


Рисунок А.14 – Данные симметричного прогрева (°C) железобетонной колонны прямоугольного сечения ($h \times b = 300 \times 300$ мм) для момента времени 120 минут стандартного температурного режима

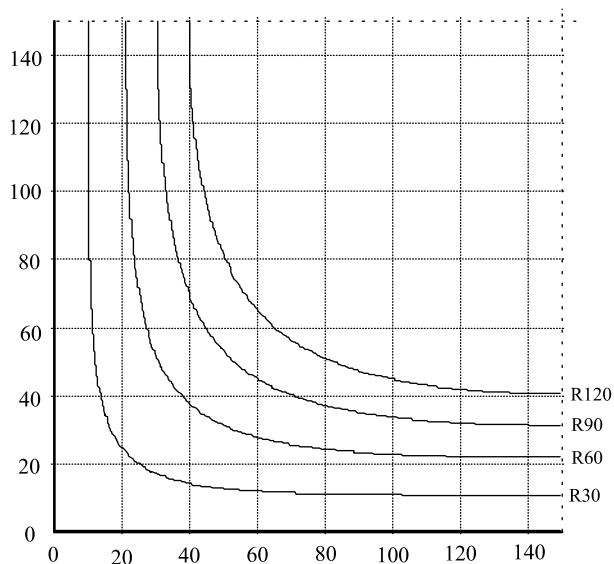


Рисунок А.15 – Изотермы 500 °С симметричного прогрева железобетонной колонны прямоугольного сечения ($h \times b = 300 \times 300$ мм) для моментов времени 30, 60, 90, 120 минут стандартного температурного режима

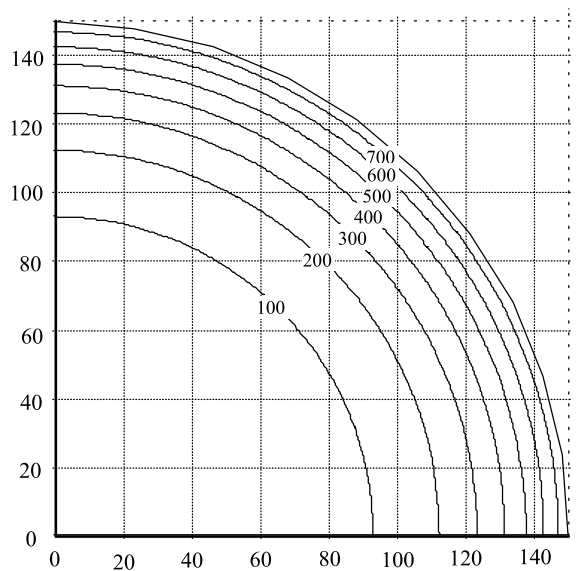


Рисунок А.16 – Данные симметричного прогрева (°С) железобетонной колонны круглого сечения (диаметр 300 мм) для момента времени 30 минут стандартного температурного режима

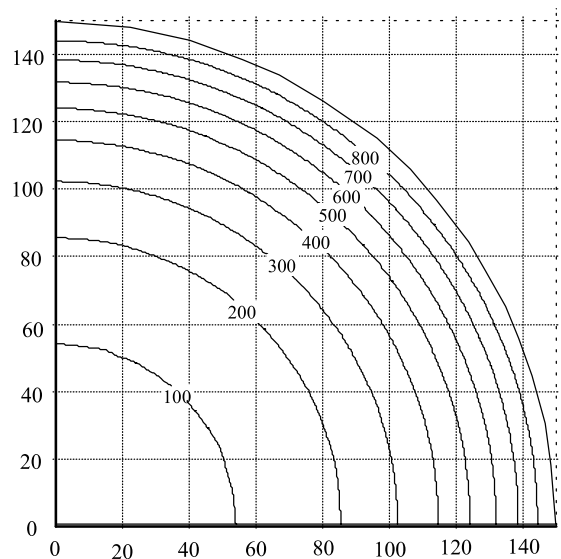


Рисунок А.17 – Данные симметричного прогрева (°С) железобетонной колонны круглого сечения (диаметр 300 мм) для момента времени 60 минут стандартного температурного режима

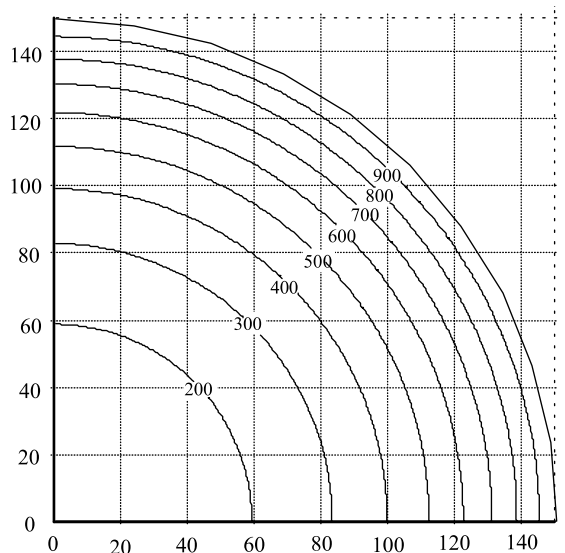


Рисунок А.18 – Данные симметричного прогрева (°С) железобетонной колонны круглого сечения (диаметр 300 мм) для момента времени 90 минут стандартного температурного режима

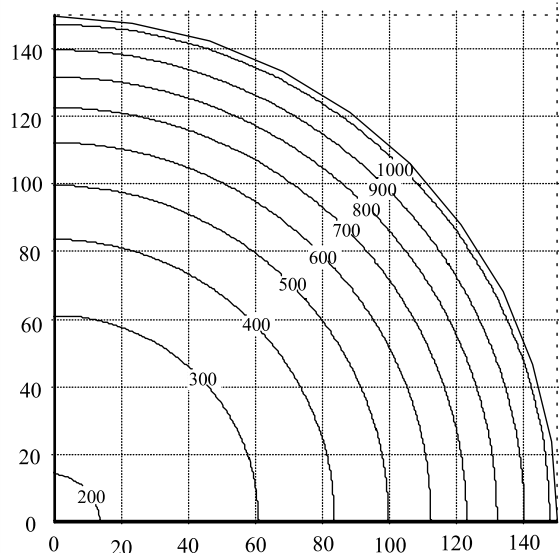


Рисунок А.19 – Данные симметричного прогрева (°С) железобетонной колонны круглого сечения (диаметр 300 мм) для момента времени 90 минут стандартного температурного режима

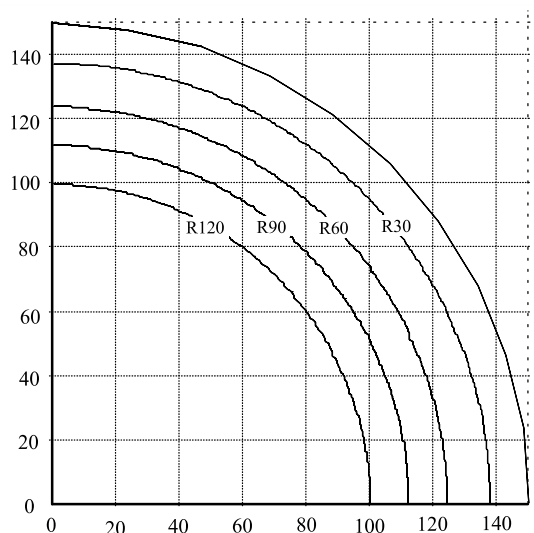


Рисунок А.20 – Изотермы 500 °С симметричного прогрева железобетонной колонны круглого сечения (диаметр 300 мм) для моментов времени 30, 60, 90, 120 минут стандартного температурного режима

Пример (к Рисунку А.2) Требуется определить температуру нагрева арматурного стержня диаметром 12 мм в железобетонной плите толщиной 200 мм с толщиной защитного слоя бетона 25 мм для 60 минут теплового воздействия стандартного температурного режима.

Расстояние от обогреваемой поверхности до оси арматуры составляет $25 + 12 / 2 = 31$ мм. Согласно Рисунку А.2 для 60 минут теплового воздействия стандартного температурного режима температура на уровне 31 мм составит не более 400 °С.

Приложение Б
(информационное)

Потеря устойчивости колонн при пожаре

Б.1 В Таблицах Б.1 – Б.9 представлена информация для оценки пределов огнестойкости колонн с шириной сечения до 600 мм и гибкостью до $\lambda = 80$ в связевых конструктивных системах. Таблицы получены с использованием метода, изложенного в 8.4. примечания приведены в 10.1.

Б.2 Допускается линейная интерполяция по значениям различных граф таблиц в пределах настоящего приложения.

**Таблица Б.1 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого сечения
($\omega = 0,1$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм)**

Предел огнестойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	200/25*
	60	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	70	150/25*	150/25*	250/25*	300/25*
	80	150/25*	200/25*	250/30:300/25*	350/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	200/25*	200/30:250/25*
	40	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	50	150/25*	200/25*	250/25*	300/25
	60	150/25*	200/40:250/25*	250/40:300/25*	350/30:400/25*
	70	200/25*	250/30:300/25*	300/40:350/25*	450/35:550/25*
	80	200/30:250/25*	250/40:300/25*	400/30:450/25*	550/60:600/35
R 90	30	150/25*	200/25*	200/50:250/25*	250/30:300/25*
	40	150/35:200/25*	200/30:250/25*	250/25*	300/25
	50	200/25*	250/25*	300/25*	350/50:400/25*
	60	200/35:250/25*	250/40:300/25*	350/35:400/25*	450/50:550/25*
	70	250/25*	300/35:350/25*	400/45:550/25*	600/40
	80	250/30:300/25*	350/35:400/25*	550/40:600/25*	(1)
R 120	30	200/25*	250/25*	250/25*	300/45:350/25
	40	250/25*	250/25*	300/25*	400/25*
	50	250/25*	300/25*	350/50:400/25*	450/50:500/25*

**Таблица Б.1 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого сечения
($\omega = 0,1$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм) (продолжение)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
	60	250/25*	350/25*	450/400:500/25*	550/50
	70	250/50:300/25*	400/25*	500/60:550/25*	(1)
	80	300/25*	450/40:500/25*	600/45	(1)
R 180	30	250/25*	250/25*	350/25*	400/50:450/25*
	40	250/25*	300/30:350/25*	400/25*	450/50:500/25*
	50	250/50:300/25*	350/50:400/25*	450/40:500/25*	550/60:600/35
	60	300/40:350/25*	450/25*	550/40:600/25	(1)
	70	350/30:400/25*	500/25*	600/80	(1)
	80	400/30:450/25*	550/45:600/25*	(1)	(1)
R 240	30	250/25*	350/25*	450/25*	500/40:550/25*
	40	300/25*	400/25*	500/25*	600/25*
	50	350/25*	450/25*	550/50:600/25*	(1)
	60	400/25*	500/60:550/25*	600/80	(1)
	70	450/25*	600/25*	(1)	(1)
	80	500/25*	600/80	(1)	(1)
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. (1) Требуется ширина более 600 мм. Требуется более точная оценка устойчивости.					

**Таблица Б.2 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого сечения
($\omega = 0,1$; $e = 0,25$, $b \geq 100$ мм)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	40	150/25*	150/30:200/25*	300/25*	500/40:550/25*
	50	150/25	200/40:250/25*	350/40:500/25*	550/25*
	60	150/25*	300/25*	550/25*	600/30
	70	200/25*	350/40:500/25*	550/30:600/25*	(1)
	80	250/25*	550/25*	(1)	(1)

**Таблица Б.2 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого сечения
($\omega = 0,1$; $e = 0,25$, $b \geq 100$ мм) (продолжение)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 60	30	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	40	200/30:250/25*	300/35:350/25*	450/50:550/25*	550/40:600/25*
	50	200/40:300/25*	350/45:550/25*	550/30:600/30	600/55
	60	250/35:400/25*	450/50:550/25*	600/35	(1)
	70	300/40:500/25*	550/30:600/25*	600/80	(1)
	80	400/40:550/25*	600/30	(1)	(1)
R 90	30	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	40	250/40:350/25*	350/50:550/25*	550/35:600/25*	600/50
	50	300/40:500/25*	500/60:550/25*	600/40	(1)
	60	300/50:550/25*	550/45:600/25*	(1)	(1)
	70	400/50:550/25*	600/45	(1)	(1)
	80	500/60:600/25*	(1)	(1)	(1)
R 120	30	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	40	300/50:500/25*	500/50:550/25*	550/50:600/25	(1)
	50	400/50:550/25*	550/50:600/25*	600/60	(1)
	60	500/50:550/25*	550/55:600/50	(1)	(1)
	70	500/60:600/25*	600/60	(1)	(1)
	80	550/50:600/25*	(1)	(1)	(1)
R 180	30	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	40	500/50:550/25*	550/50:600/25*	600/80	(1)
	50	550/25*	600/60	(1)	(1)
	60	550/50:600/25*	600/80	(1)	(1)
	70	600/55	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)
R 240	30	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	40	550/25*	600/60	(1)	(1)
	50	550/60:600/25*	600/80	(1)	(1)
	60	600/60	(1)	(1)	(1)
	70	600/80	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. (1) Требуется ширина более 600 мм. Требуется более точная оценка устойчивости.					

**Таблица Б.3 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого сечения
($\varphi = 0,1$; $e = 0,5$, $b \geq 200$ мм)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	400/40:550/25*	550/25*	(1)
	40	200/25*	550/25*	550/35:600/30	(1)
	50	250/30:300/25*	550/30:600/25*	(1)	(1)
	60	300/40:550/25*	600/50	(1)	(1)
	70	400/40:550/25*	(1)	(1)	(1)
	80	550/25	(1)	(1)	(1)
R 60	30	300/35:500/25*	500/50:550/25*	550/50:600/40	(1)
	40	350/40:550/25*	550/40:600/30	(1)	(1)
	50	450/50:550/25*	550/50:600/40	(1)	(1)
	60	550/30	600/80	(1)	(1)
	70	550/35	(1)	(1)	(1)
	80	550/40	(1)	(1)	(1)
R 90	30	350/50:550/25*	550/45:600/40	600/80	(1)
	40	500/60:600/30	550/60:600/50	(1)	(1)
	50	550/40	600/80	(1)	(1)
	60	550/50:600/45	(1)	(1)	(1)
	70	550/60:600/50	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)
R 120	30	550/40:600/30	550/50	(1)	(1)
	40	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
	50	550/55:600/50	(1)	(1)	(1)
	60	550/60:600/50	(1)	(1)	(1)
	70	600/70	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
R 180	30	550/50	600/80	(1)	(1)
	40	550/60	(1)	(1)	(1)
	50	600/70	(1)	(1)	(1)
	60	(1)	(1)	(1)	(1)
	70	(1)	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
R 240	30	600/70	(1)	(1)	(1)
	40	(1)	(1)	(1)	(1)
	50	(1)	(1)	(1)	(1)

**Таблица Б.3– Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого
сечения ($\omega = 0,1$; $e = 0,5$, $b \geq 200$ мм) (продолжение)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
	60	(1)	(1)	(1)	(1)
	70	(1)	(1)	(1)	(1)
	80	(1)	(1)	(1)	(1)
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. (1) Требуется ширина более 600 мм. Требуется более точная оценка устойчивости.					

**Таблица Б.4 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого сечения
($\omega = 0,5$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	200/25*
	60	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	70	150/25*	150/25*	200/25*	250/25*
	80	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	150/30:200/25*	200/35:250/25*
	40	150/25*	150/25*	200/25*	250/30:300/25*
	50	150/25*	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/40:350/25*
	60	150/25*	200/30:250/25*	250/30:300/25*	300/40:450/25
	70	150/25*	200/35:250/25*	250/40:350/25*	350/45:600/25
	80	150/35:200/25*	250/30:300/25*	300/40:500/25*	450/50:600/35
R 90	30	150/25*	150/40:200/25*	200/40:250/25*	250/40:300/25*
	40	150/25*	200/35:250/25*	250/30:300/25*	300/40:400/25*
	50	150/40:200/25*	200/45:250/25*	250/45:350/25*	350/45:550/25*
	60	200/25*	250/35:300/25*	300/45:400/25*	400/50:600/35
	70	200/35:250/25*	250/45:350/25*	350/45:600/25*	550/50:600/45
	80	200/45:250/25*	250/50:400/25*	400/50:600/35	600/60

**Таблица Б.4 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого
сечения ($\omega = 0,5$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм) (продолжение)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 120	30	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/45:300/25*	350/45:500/25*
	40	200/25*	250/25*	300/45:350/25*	400/50:550/25*
	50	200/40:250/25*	250/45:300/25*	350/45:450/25*	450/50:600/25*
	60	200/50:250/25*	300/45:350/25*	400/50:550/25*	500/60:600/35
	70	250/35:300/25*	350/45:450/25*	500/50:600/40	600/45
	80	250/45:300/25*	400/50:550/25	500/60:600/45	600/60
R 180	30	200/45:250/25*	250/35:300/25*	350/45:400/25*	450/45:500/25*
	40	250/25*	300/45:350/25*	450/25*	500/55:600/50
	50	250/35:300/25*	350/45:400/25*	500/40:550/25	600/65
	60	300/40:350/25*	450/25*	500/60:600/55	600/80
	70	350/25*	500/40:550/25*	600/65	(1)
	80	400/30:450/25*	500/55:600/45	600/80	(1)
R 240	30	250/25*	350/25*	450/45:500/25*	550/65:600/50
	40	250/40:300/25*	400/45:450/25*	500/60:550/25*	600/75
	50	350/30:400/25*	450/50:500/25*	550/70:600/55	(1)
	60	400/35:450/25*	500/50:600/25*	600/75	(1)
	70	450/30:500/25*	550/75:600/50	(1)	(1)
	80	500/40:550/25*	600/70	(1)	(1)
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. (1) Требуется ширина более 600 мм. Требуется более точная оценка устойчивости.					

**Таблица Б.5 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого сечения
($\omega = 0,5$; $e = 0,25$, $b \geq 100$ мм)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	300/45:350/25*
	50	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	350/40:450/25*
	60	150/25*	150/25*	250/30:300/25*	500/30:550/25*

**Таблица Б.5 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого
сечения ($\omega = 0,5$; $e = 0,25$, $b \geq 100$ мм) (продолжение)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры a)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
	70	150/25*	150/35:200/25*	350/30:400/25	550/35:600/30
	80	150/25*	200/30:250/25*	400/40:500/25	600/50
R 60	30	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25
	40	150/25*	200/30:300/25*	300/35:500/25*	450/50:600/30
	50	150/30:200/25*	200/40:350/25*	300/45:550/25*	500/50:600/35
	60	150/35:200/25*	250/40:500/25*	400/45:600/30	600/45
	70	200/30:300/25*	300/40:500/25*	500/40:600/35	600/80
	80	200/35:300/25*	350/40:600/25*	550/55:600/40	(1)
R 90	30	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	40	200/35:250/25*	250/45:500/25*	350/50:600/25*	550/50:600/45
	50	200/40:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/35	600/55
	60	200/50:400/25	350/50:600/25*	550/50:600/45	(1)
	70	300/35:500/25*	400/50:600/35	600/50	(1)
	80	300/40:600/25*	500/55:600/40	600/80	(1)
R 120	30	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	40	200/50:350/25*	350/50:550/25*	500/50:600/40	600/55
	50	250/45:450/25*	450/50:600/25*	500/55:550/45	600/80
	60	300/50:500/25*	500/45:600/40	550/60:600/60	(1)
	70	350/50:550/25*	500/50:550/45	600/75	(1)
	80	400/50:600/25*	500/55:550/50	(1)	(1)
R 180	30	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	40	350/50:500/25*	500/50:600/25*	600/60	(1)
	50	450/50:500/25*	500/60:600/50	600/70	(1)
	60	500/50:600/25*	550/60:600/55	(1)	(1)
	70	500/55:600/35	600/65	(1)	(1)
	80	500/60:600/55	600/75	(1)	(1)
R 240	30	450/45:500/25*	550/55:600/25	600/70	(1)
	40	450/50:550/25*	600/50	600/80	(1)
	50	500/55:600/25*	600/65	(1)	(1)
	60	550/55:600/40	600/75	(1)	(1)
	70	600/60	(1)	(1)	(1)
	80	600/70	(1)	(1)	(1)
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. (1) Требуется ширина более 600 мм. Требуется более точная оценка устойчивости.					

**Таблица Б.6 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого сечения
($\omega = 0,5$; $e = 0,5$, $b \geq 200$ мм)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	250/35:300/25*	500/40:550/25*
	40	150/25*	150/30:200/25*	300/35:450/25*	550/30
	50	150/25*	200/30:250/25*	400/40:500/25*	550/50:600/40
	60	150/25*	200/35:300/25*	450/50:550/25*	(1)
	70	150/25*	250/40:400/25*	500/40:600/30	(1)
	80	150/25*	300/40:500/25*	550/50:600/40	(1)
R 60	30	150/30:200/25*	200/40:450/25*	450/50:550/30	550/50:600/40
	40	150/35:250/25*	250/40:500/25*	500/40:550/35	600/60
	50	200/35:300/25*	300/45:550/25*	500/55:550/40	(1)
	60	200/40:500/25*	400/40:600/30	550/50:600/45	(1)
	70	200/40:550/25*	500/40:550/35	600/60	(1)
	80	250/40:600/25*	500/45:600/35	(1)	(1)
R 90	30	250/40:450/25*	300/50:500/25*	500/55:600/40	600/80
	40	200/50:500/25*	350/50:550/35	550/60:600/50	(1)
	50	250/45:550/25*	500/45:550/40	600/60	(1)
	60	250/50:550/30	500/50:550/45	600/80	(1)
	70	300/50:550/35	550/50:600/45	(1)	(1)
	80	350/50:600/35	550/60:600/50	(1)	(1)
R 120	30	250/50:550/25*	500/50:550/40	550/50	(1)
	40	300/50:600/25*	500/55:550/45	550/60:600/55	(1)
	50	400/50:550/35	500/60:600/45	600/80	(1)
	60	450/50:600/40	550/50	(1)	(1)
	70	500/50:550/45	550/60:600/55	(1)	(1)
	80	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
R 180	30	500/45:550/30	550/55	600/75	(1)
	40	500/50:600/40	550/60	(1)	(1)
	50	500/60:550/50	600/70	(1)	(1)
	60	550/55	600/75	(1)	(1)
	70	550/60	(1)	(1)	(1)
	80	600/60	(1)	(1)	(1)
R 240	30	550/50:600/45	600/70	(1)	(1)
	40	550/60:600/55	600/75	(1)	(1)
	50	600/65	(1)	(1)	(1)

**Таблица Б.6 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого сечения
($\omega = 0,5$; $e = 0,5$, $b \geq 200$ мм) (продолжение)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм			
		(ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
	60	600/70	(1)	(1)	(1)
	70	600/75	(1)	(1)	(1)
	80	600/80	(1)	(1)	(1)
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. (1) Требуется ширина более 600 мм. Требуется более точная оценка устойчивости.					

**Таблица Б.7 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого сечения
($\omega = 1,0$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм			
		(ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	40	150/25*	150/25*	150/25*	150/25*
	50	150/25*	150/25*	150/25*	150/30:200/25*
	60	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	70	150/25*	150/25*	150/30:200/25*	250/25*
	80	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	250/30:300/25*
R 60	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/40:300/25*
	40	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	250/35:350/25*
	50	150/25*	150/30:200/25*	200/40:250/25*	250/40:350/25*
	60	150/25*	150/40:250/25*	250/35:300/25*	300/40:600/25*
	70	150/25*	200/35:250/25*	250/40:400/25*	350/40:450/35
	80	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:550/25*	350/45:450/40
R 90	30	150/25*	200/25*	200/40:250/25*	250/45:600/25*
	40	150/25*	200/35:250/25*	250/35:350/25*	300/45:600/30
	50	150/35:200/25*	200/40:250/25*	250/45:400/25*	350/45:600/35
	60	150/40:250/25*	250/55:300/25*	300/45:550/25*	400/50:600/40
	70	200/35:250/25*	300/35:350/25*	350/45:600/35	550/50:600/45
	80	200/40:250/25*	300/40:500/25	350/50:600/40	550/65:600/55

**Таблица Б.7 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого
сечения ($\omega = 1,0$; $e = 0,025$, $b \geq 10$ мм) (продолжение)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 120	30	150/40:200/25*	200/45:250/25*	250/40:400/25*	400/40:600/25*
	40	200/30:250/25*	250/25*	300/45:400/25*	400/50:600/30
	50	200/40:250/25*	250/35:300/25*	350/40:550/25*	550/45:600/40
	60	200/45:250/25*	250/45:400/25*	400/50:600/25*	550/60:600/50
	70	250/25*	350/35:450/25*	550/40:600/35	600/70
	80	250/35:300/25*	350/40:550/25*	550/50:600/45	(1)
R 180	30	200/50:250/25*	300/25*	350/45:450/25*	500/50:600/45
	40	250/25*	300/45:350/25*	450/45:550/25*	550/60:600/55
	50	250/30:300/25*	350/40:450/25*	450/50:600/40	600/70
	60	250/40:350/25*	350/50:500/25*	550/55:600/50	600/80
	70	300/45:400/25*	450/45:600/35	550/70:600/65	(1)
	80	350/40:450/25*	550/50:600/40	600/75	(1)
R 240	30	250/25*	350/40:400/25*	500/40:600/25*	550/70:600/60
	40	250/40:350/25*	400/50:450/25*	500/60:600/40	600/75
	50	350/30:400/25*	450/45:550/25*	550/55:600/50	(1)
	60	350/45:450/25*	500/50:600/35	600/70	(1)
	70	400/50:500/25*	500/60:600/45	(1)	(1)
	80	450/45:550/25*	550/60:600/50	(1)	(1)
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. (1) Требуется ширина более 600 мм. Требуется более точная оценка устойчивости.					

**Таблица Б.8 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого
сечения ($\omega = 1,0$; $e = 0,25$, $b \geq 100$ мм)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25
	40	150/25*	150/25*	150/25*	250/30:450/25*
	50	150/25*	150/25*	200/25*	300/35:500/25*
	60	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	400/40:550/25*
	70	150/25*	150/25*	250/35:300/25*	500/35:600/30

**Таблица Б.8 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого сечения
($\omega = 1,0$; $e = 0,25$, $b \geq 100$ мм) (продолжение)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры a)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
	80	150/25*	150/30:250/25*	300/35:500/25*	500/60:600/35
R 60	30	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
	40	150/25*	150/40:250/25*	250/40:500/25*	400/50:600/35
	50	150/25*	200/35:400/25*	300/40:600/25*	500/45:600/40
	60	150/30:200/25*	200/40:450/25*	400/40:600/30	550/40:600/40
	70	150/35:200/25*	240/40:550/25*	450/45:500/35	600/60
	80	200/30:250/25	300/40:550/25	500/50:600/40	600/80
R 90	30	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
	40	200/30:250/25*	200/50:400/25*	300/50:600/35	500/60:600/50
	50	200/35:300/25*	250/50:550/25*	400/50:600/40	600/55
	60	200/40:400/25	300/45:600/25*	500/50:600/45	600/70
	70	200/45:450/25*	300/50:600/35	550/55:600/50	(1)
	80	200/50:500/25*	400/50:600/35	600/55	(1)
R 120	30	200/40:250/25	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
	40	200/45:300/25*	300/40:500/25*	500/50:600/35	(1)
	50	250/40:400/25*	400/40:550/25*	550/50:600/45	(1)
	60	250/50:450/25*	400/50:500/35	600/55	(1)
	70	300/40:500/25*	500/45:600/35	(1)	(1)
	80	300/50:550/25*	500/60:600/40	(1)	(1)
R 180	30	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
	40	300/40:450/25*	500/40:600/30	550/65:600/60	(1)
	50	400/40:500/25*	500/45:600/35	600/75	(1)
	60	400/45:550/25*	500/55:600/45	(1)	(1)
	70	400/50:600/30	500/65:600/50	(1)	(1)
	80	500/45:600/35	600/70	(1)	(1)
R 240	30	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)
	40	450/45:550/25*	500/55:600/40	600/80	(1)
	50	450/50:600/25*	500/65:600/45	(1)	(1)
	60	500/45:600/35	550/70:600/55	(1)	(1)
	70	500/50:600/40	600/75	(1)	(1)
	80	500/60:600/45	(1)	(1)	(1)
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. (1) Требуется ширина более 600 мм. Требуется более точная оценка устойчивости.					

**Таблица Б.9 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого сечения
($\omega = 1,0$; $e = 0,5$, $b \geq 200$ мм)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры а)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
R 30	30	150/25*	150/25*	200/30:300/25*	500/30:550/25
	40	150/25*	150/25*	250/30:450/25*	500/40:600/30
	50	150/25*	150/30:200/25*	300/35:500/25*	550/35
	60	150/25*	200/30:250/25*	350/40:500/25*	550/50
	70	150/25*	200/30:300/25*	450/50:550/25*	(1)
	80	150/25*	250/30:350/25*	500/35:600/30	(1)
R 60	30	150/25*	200/35:450/25*	350/40:600/30	550/45:600/40
	40	150/30:200/25*	200/40:500/25*	450/50:500/35	600/60
	50	150/35:250/25*	250/40:550/25*	500/40:600/35	600/80
	60	200/30:350/25*	300/40:600/25*	500/50:600/40	(1)
	70	250/30:450/25*	350/40:600/30	550/50:600/45	(1)
	80	250/55:500/25*	450/40:500/35	600/70	(1)
R 90	30	200/35:300/25*	250/50:550/25*	500/50:600/40	600/70
	40	200/40:450/25*	300/50:600/30	500/55:600/45	(1)
	50	200/45:500/25*	350/50:600/35	550/50	(1)
	60	200/50:550/25*	450/50:600/40	600/60	(1)
	70	250/45:600/30	500/50:600/45	600/80	(1)
	80	250/50:500/35	500/55:600/45	(1)	(1)
R 120	30	200/50:450/25*	450/45:600/25*	550/55:600/50	(1)
	40	250/50:500/25*	500/40:600/30	600/65	(1)
	50	300/40:550/25*	500/50:600/35	(1)	(1)
	60	350/45:550/25*	500/60:600/40	(1)	(1)
	70	450/40:600/30	550/60:600/50	(1)	(1)
	80	450/45:600/30	600/65	(1)	(1)
R 180	30	350/45:550/25*	500/45:600/40	600/80	(1)
	40	450/45:600/30	500/60:600/45	(1)	(1)
	50	450/50:600/35	500/70:600/55	(1)	(1)
	60	500/45:600/40	550/70:600/65	(1)	(1)
	70	500/50:600/40	600/75	(1)	(1)
	80	500/55:600/45	(1)	(1)	(1)
R 240	30	500/40:600/35	550/55:600/50	(1)	(1)
	40	500/50:600/40	550/65:600/55	(1)	(1)
	50	500/55:600/45	600/70	(1)	(1)
	60	500/60:600/45	(1)	(1)	(1)

**Таблица Б.9 – Минимальные размеры и расстояние до оси арматуры
железобетонных колонн прямоугольного и круглого
сечения ($\omega = 1,0$; $e = 0,5$, $b \geq 200$ мм) (продолжение)**

Предел огне- стойкости	λ	Минимальные размеры, мм (ширина колонны $b_{\min}$ /расстояние до оси арматуры a)			
		колонна при пожаре обогревается более чем с одной стороны			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
	70	500/70:600/50	(1)	(1)	(1)
	80	550/60:600/55	(1)	(1)	(1)
* Обеспечивается выполнением требований СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. (1) Требуется ширина более 600 мм. Требуется более точная оценка устойчивости.					

БИБЛИОГРАФИЯ

- [1] ISO 834-1 Международный стандарт. Огневые испытания. Элементы строительных конструкций Часть 1. Общие требования.

УДК 624.0

МКС 91.080.01

Ключевые слова: железобетонные конструкции, огнестойкость, предел огнестойкости, предельное состояние по огнестойкости, пожар, воздействия пожара, характеристики материалов, табличные данные, теплотехнический расчет, статический расчет

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 02-01.2-2012

**ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ
ӨРТКЕ ТӨЗІМДІЛІГІНІҢ ЕСЕБІМЕН ЖОБАЛАУ**

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 02-01.2-2012

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С
УЧЕТОМ ОГНЕСТОЙКОСТИ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная