

Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚР НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ

Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РК

**КҮШ ТҮСЕТІН КОНСТРУКЦИЯЛАРҒА ӘСЕР ЕТУ.
1-7 БӨЛІМІ. ЖАЛПЫ ӘСЕР ЕТУ. АПАТТЫҚ ӘСЕР
ЕТУ
(ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011-ге)**

**ВОЗДЕЙСТВИЯ НА НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ
ЧАСТЬ 1-7. ОБЩИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ. АВАРИЙНЫЕ
ВОЗДЕЙСТВИЯ
(К СН РК EN 1991-1-7:2006/2011)**

**ҚР НТҚ 01.01-7.1-2013
НТП РК 01.01-7.1-2013**

**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:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ
- 2 **ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
- 3 **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:** Алғаш енгізілген

ПРЕДИСЛОВИЕ

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

Осы мемлекеттік норматив Қазақстан Республикасының сәулет, қала Құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатыңыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басылмайды, көбейтілмейді және таратылмайды

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 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР.....	1
1.1 Қолдану саласы.....	1
1.2 [1.2] Нормативті сілтемелер.....	1
1.3 [1.5] Терминдер және анықтамалар	2
1.4. [1.6] Шартты және әріптік белгілер.....	3
2 [2] ӘСЕР ЕТУ КЛАССИФИКАЦИЯСЫ.....	5
3 [3] ЕСЕПТІК СИТУАЦИЯЛАР	6
3.1 [3.1] Жалпы ережелер.....	6
3.2 [3.2] Апат кезіндегі есептік ситуациялар.....	6
3.3 [3.3] Апат кезіндегі есептік ситуациялар. Жергілікті қирау масштабтарын шектеу стратегиялары	8
3.4 [3.4] Апат кезіндегі есептік ситуациялар. Топтарды қирау салдары бойынша пайдалану	9
3.5 [6.4.3.3, ҚР ҚН EN 1990]. Апат кезіндегі есептік ситуациялардағы әсерлердің қисындасуы	10
3.6 [A1.3.2, ҚР ҚН EN 1990] Апатты есептік ситуациялар кезіндегі әсерлердің есептік белгісі.....	10
4 [4] СОҚҚЫ	12
4.1 [4.1] Қолдану саласы.....	12
4.2 [4.2] Әсерлерді анықтау.....	12
4.3 [4.3] Жол көлік құралдары соққысынан апат кезіндегі әсерлер.....	13
4.3.1 [4.3.1] Құрылыстың тіреу бөліктеріне соққылар.....	13
4.3.2 [4.3.2] Құрылыстың жоғары бөліктеріне соққы.....	16
4.4 [4.4] Айырмалы тиегіштер соққысынан апат кезіндегі әсерлер.....	18
4.5 [4.5] Рельстен конструкция астындағы немесе конструкция маңындағы рельстік көлік құралдарының қосылуынан туындаған апатты әсерлер.....	19
4.5.1 [4.5.1] Жанындағы немесе рельстік жолдар үстіндегі конструкциялар.....	19
4.5.2 [4.5.2] Тұйық рельсті жолдар сыртында орналасқан конструкциялар	22
4.6 [4.6] Кеме соққыларынан апатты ықпалдар.....	23
4.6.1 [4.6.1] Жалпы ережелер.....	23
4.6.2 [4.6.2] Өзен көлігінің соққылары.....	24
4.6.3 [4.6.3] Теңіз кемелерінің соққысы.....	25
4.7 [4.7] Тікұшақтар соқтығысының апат кезіндегі әсері.....	26
5 ІШКІ БӨЛМЕДЕГІ ЖАРЫЛЫСТАР	28
5.1 Терминдер, анықтамалар және мағыналары.....	28
5.1.1 Терминдер мен анықтамалар	28
5.1.2 Шартты және әріптік белгілер.....	28
5.2 Қолданыс аймағы.....	29
5.3 Ықпалдарды анықтау.....	30
5.4 Жобалау қағидаты.....	33

5.5 Жүк салмақтың анықтамалық мысалдары.....	39
5.5.1 Жалпы ережелер.....	39
5.5.2 Мысал 1. Бункердегі шаң-тозаң жарылысы.....	40
5.5.3 Мысал 2. Мекемедегі шаң-тозаңның жарылысы.....	42
5.5.4 Мысал 3. Ірі панельді ғимараттың асүй аумағында орын алған газ жарылысы.....	45
5.5.5 Мысал 4. Туннельдегі детонационды жарылыс.....	47
5.5.6 Мысал 5. Туннельдегі дефлаграционды жарылыс.....	49
6 ҚАҒИДАЛАРДЫ ЕСЕПКЕ АЛА ОТЫРЫП ҮДЕМЕЛІ ОПЫРЫЛУДАН САҚТАЙТЫН ТҰРҒЫН ҮЙ ҒИМАРАТТАРЫНЫҢ ҚҰРЫЛЫМЫН ЖАСАУ.....	51
6.1 Негізгі ережелер.....	51
6.2 Тұтас тұрғын ғимараттардың құрылысы және оны үдемелі бұзылудан сақтауды есептеу ерекшеліктері.....	52
6.3 Үдемелі бұзылудан сақтау есебі бойынша ірі панелді ғимараттарды есептеу және конструкциялау ерекшеліктері.....	54
6.4 Каркасты тұрғын ғимараттардың үдемелі бұзылуға қарсы шамасын есептеу жәге конструкциялау ерекшеліктері.....	55
6.5 Кірпішті қабырғалы тұрғын ғимараттарын үдемелі бұзылудан қорғау үшін есептеу және конструкциялау ерекшеліктері.....	57
А ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Ғимараттар конструкцияларын белгісіз себептер нәтижесінде олардың жергілікті құлау салдарын ескере отырып жобалау.....	59
Б [В]ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) Қауіп-қатерлерді бағалау бойынша нұсқаулықтар	67
ҚОСЫМША В [С] (ақпараттық) Соққының динамикалық есебі	78
ҚОСЫМША Г [D] (ақпараттық) Ішкі жарылыстар ⁵	88
ҚОСЫМША Д (ақпараттық) Алдын алу конструкцияларының жарылыс кезінде қысым мен аумақты анықтайтын альтернативті әдістері.....	93
ҚОСЫМША Е (ақпараттық) Айырлы тиегіштердің әсері [РҚҚН EN 1991-1-1:2002/2011, п. 6.3.2.3].....	101
ҚОСЫМША Ж (ақпараттық) Монолитті тұрғын жайларды үдемелі қираудан сақтау бойынша кеңестер, 2005.....	103
Қосымша И (ақпараттық) Ірі панельді ғимараттар үдемелі бұзылудың алдын алуға арналған нұсқаулық, 1999.....	109
ҚОСЫМША К (ақпараттық)Төтенше жағдай кезіндегі дуалды тұрғын ғимараттарды сақтау жөніндегі ұсынулар 2002.....	116
Қосымша Л (ақпараттық) Төтенше жағдайлар кезінде негізгі дуалдары кірпіштен жасалған тұрғын ғимараттардың сақтау жөніндегі ұсынулар, 2002.....	126
ҚОСЫМША М (ақпараттық) Мысал М.1.....	137
БИБЛИОГРАФИЯ.....	162

КІРІСПЕ

«Апат кезіндегі әсерлер» нормативті-техникалық оқулығы «Күш түсетін конструкцияларға әсер ету. Бөлім 1-7. Жалпы әсерлер. Апат кезіндегі әсерлер» ҚР ҚН EN 1991-1-7: 2006/2011 ережелерінің дамуы үшін жасалған.

Оқулықты дайындаудың мақсаты пайдаланушыларға есептік ситуациялар мен анықтау ережелерін орнату үшін ҚР ҚН EN 1991-1-7: 2006/2011 әдістемесін тәжірибелік меңгеруге көмек көрсету болып табылады:

- жол және рельсті көлік құралдарынан соққы жүктемелерінің ғимарат конструкциялары мен әртүрлі тағайындалудағы құрылыстар элементтеріне әсері;
- бөлме ішіндегі жарылыстар нәтижесінде ғимарат конструкцияларына әсері;
- сонымен қатар
- ғимарат немесе құрылыстардың орнатылмаған себептер салдарынан жергілікті зақымдануға алып келетін әсерлер.

Сонымен қатар, енгізілген норматив ҚР ҚН EN 1991-1-7: 2006/2011 ережелеріне қарама-қарсы келмейтін және осы нормативті құжатқа сай орнықтылық пен тұрақтылықты қамтамасыз ететін баламалы әдістерді қолдануға рұқсат етіледі.

Осы Оқулықта келтірілген ережелер мен мысалдар ең алдымен, күш түсетін ғимараттар мен құрылыстарды есептеуді орындайтын және өзінің қызметінде құрылыстық нормаларды ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 қолданатын жобалаушыларға пайдалануға арналған.

Дайындалып жатқан нормативті-техникалық оқулықтың өзектілігі мен жаңалығы Оқулық деректерінің енгізілген ҚР ҚН EN 1991-1-7: 2006/2011 нормативінің ережелері және талаптарымен толық үйлесуінде.

ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 қағидаларына сәйкес ықтимал есептік ситуация және мүмкін қатер деңгейі негізінде лайық сақталғыштық және ортақ тұрақтылықты қамтамасыз ететін конструкцияларды ұтымды жобалау есебімен күш түсетін ғимараттың конструкция элементтеріне апаттық ықпалдарды анықтаудың нақты мысалдары келтірілген.

Оқулықты дайындау бірыңғай нормативті-техникалық құжатты құру қажеттілігімен анықталады, ол орнатады:

- Еуропалық нормативті құжаттардың эксплуатациялық және шектік жағдайы критерийлеріне сәйкес жобаланушы ғимараттардың сенімділігі мен төзімділігін қамтамасыз ету бойынша бірыңғай талаптарды;

- нормативті құжат ҚРҚН EN 1991-1-7:2006/2011 «Күш түсіретін конструкция. Бөлім 1-7. Жалпы ықпалдар. Апат кезіндегі әсерлер» талаптарына сай ғимараттардың күш түсетін конструкция элементтеріне апат кезіндегі әсерлердің үлгісін таңдау бойынша ережелерді үйлестіру шарттарын;

- сәйкестендірмелік те, сәйкестендірмелік емес те әсерлерден тұратын жүйелі есептік ситуацияларының есебімен жобаланған ғимараттардың күш түсетін конструкциялардың элементтеріне апат кезіндегі әсерлердің жалпы ережелері мен классификациясын;

ҚР НТҚ 01.01-7.1-2013

- қирату салдары мен қолайлы қатер деңгейі есебімен жергілікті қирау масштабын шектеуге негізделген соққылы жүктемелер мен бөлме ішіндегі жарылыстардан туындаған апат кезіндегі есептік ситуациялардың стратегиясын анықтауды.

Анықтамалық Қосымшаларда дәлелді жүйелі есептік ситуациялар мен қолайлы қатер деңгейіне сай келетін апат кезіндегі әсерлерді анықтау сатысындағы әртүрлі тағайындалудағы ғимараттардың күш түсетін конструкциялар элементтерін жобалау мен есептеуде қолдануға қажетті қосымша кестелер мен мәліметтер келтірілген.

Осы нормативті-техникалық оқулықтың ережесі әрекет етуші нормативті құжаттардың талаптарымен өзара байланысты, жағдайы бойынша 2013 жылға:

- ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 Құрылыстық жобалау негіздері

- ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011. Күш түсетін конструкцияға әсер ету. Бөлім 1-1. Жалпы әсерлер. Өзіндік күш, үздіксіз және қосымша жүктемелер.

- ИСО 3898:1987 Конструкцияларды жобалаудың негізгі ережелері. Шартты мағыналар. Басты символдар.

Бұл нормативті-техникалық Оқулық келесілерге қолдануға арналған:

- салушыларға (мысалы, қауіпсіздік деңгейіне нақты талаптарды бекіту кезінде);
- жобалаушылар мен құрылымдаушыларға;
- құрылысты бақылаушылар органдары мен тапсырыс берушілерге.

Нормативті-техникалық оқулық «ҚазҚСҒЗИ» АҚ (т.ғ.к. Шахнович Ю.Г., т.ғ.к. Пак Э.Ф., инж. Чернов Н.Б.) әзірленген.

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

**КҮШ ТҮСЕТІН КОНСТРУКЦИЯЛАРҒА ӘСЕР ЕТУ
1-7 БӨЛІМІ. ЖАЛПЫ ӘСЕР ЕТУ. АПАТТЫҚ ӘСЕР ЕТУ**

**ВОЗДЕЙСТВИЯ НА НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ
ЧАСТЬ 1-7. ОБЩИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ. АВАРИЙНЫЕ
ВОЗДЕЙСТВИЯ**

Енгізілген күні 2015–07–01

1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР

1.1 Қолдану саласы

1.1.1 [(1)] Бұл ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 Оқулығында ғимараттар мен басқа да инженерлік құрылыстарды сәйкестендірмеленген және сәйкестендірмеленген апат кезіндегі әсерлерден сақтауды қамтамасыз ету бойынша стратегиялар мен ережелердің түсіндірмелері бар.

1.1.2 [(2)] ҚР ҚН EN 1991-1-7 сәйкес Оқулықта түсіндіріледі:

- апат кезіндегі әсерлерді сәйкестендіруге негізделген стратегиялар;
- жергілікті қирау масштабтарын шектеуге негізделген стратегиялар.

1.1.3 [(3)] ҚР ҚН EN 1991-1-7 Оқулығында келесі аспектілер қарастырылады:

- терминдер мен анықтамалар, шартты және әріптік белгілер (бөлім 1);
- әсерлер классификациясы (бөлім 2);
- есептік ситуациялар (бөлім 3);
- соққы (бөлім 4);
- жарылыстар (бөлім 5);
- үдемелі қираудан қорғау есебімен тұрғын үйлерді есептеу мен құрылымдау қағидалары (бөлім 6);
- бекітілмеген себептердің нәтижесінде жергілікті қираудың салдарын есептеу (анықтамалық қосымша А);
- қатерлерді бағалау бойынша нұсқаулар (анықтамалық қосымша Б [B]);
- соққы кезіндегі динамикалық есеп (анықтамалық қосымша В [C]);
- бөлме ішіндегі жарылыстар (анықтамалық Г, Д);
- ғимараттарды үдемелі қираудан қорғауға арналған есептік және конструктивті талаптар (Қосымша Ж, И, К, Л).

1.1.4 [(6)] ҚР ҚН EN 1991-1-7 Оқулығында әскери және террористік әрекеттердің салдарынан пайда болатын ғимараттан тыс жарылыстардан апат кезіндегі (төтенше) әсерлер, сонымен қатар сейсмикалық әсерлер, өрт және т.б. нәтижесінде зқымдалған ғимараттар немесе басқа да инженерлік құрылыстардың қалдық беріктілігі қарастырылмайды.

1.2 [1.2] Нормативті сілтемелер

Бұл Оқулықты пайдалану үшін келесі сілтемелік құжаттар қажет:

ҚР ҚН EN 1990 Еурокод. Құрылыс конструкцияларын жобалау негіздері ҚР ҚН EN 1991-1-1 Еурокод 1. Күш түсетін конструкцияға әсерлер. Бөлім 1-1. Өзіндік салмақ, ғимаратқа тұрақты және уақытша салмақ түсіру

ҚР ҚН EN 1991-1-6 Еурокод 1. Күш түсетін конструкцияларға әсерлер. Бөлім 1-6. Жалпы әсерлер. Құрылыс жұмыстарын өндіру кезіндегі әсерлер.

ҚР ҚН EN 1991-2 Еурокод 1. Конструкцияларға әсер ету. Бөлім 2. Көпірлерге түсетін көлік күші

ҚР ҚН EN 1991-4 Еурокод 1. Конструкцияларға әсер ету. Бөлім 4. Мұнаралар мен сұйыққоймаларға әсер ету.

ҚР ҚН EN 1992 Еурокод 2 . Темір бетонды конструкцияларды жобалау

ҚР ҚН EN 1993 Еурокод 3. Болат конструкцияларды жобалау

ҚР ҚН EN 1994 Еурокод 4. Болат темір бетонды конструкцияларды жобалау

ҚР ҚН EN 1995 Еурокод 5. Ағаш конструкцияларды жобалау

ҚР ҚН EN 1996 Еурокод 6. Тас конструкцияларды жобалау

ҚР ҚН EN 1997 Еурокод 7. Геотехникалық жобалау

ҚР ҚН EN 1998 Еурокод 8. Сейсмо берік конструкцияларды жобалау

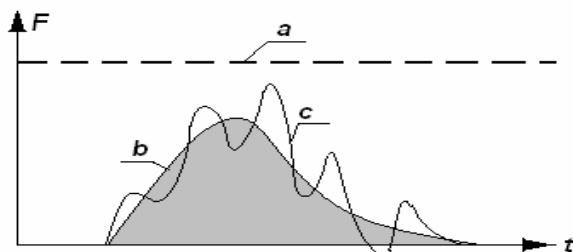
ҚР ҚН EN 1999 Еурокод 9. Алюминий конструкцияларды жобалау

1.3 [1.5] Терминдер және анықтамалар

1.3.1. Бұл Оқулықта қолданылатын терминдер мен анықтамалар ҚР ҚН EN 1990:2005/2011 Ережелеріне және ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 келтірілген қосымша ұғымдарға сай келеді.

1.3.2 [1.5.2] **Қирау салдары бойынша топ** (consequence class): Конструкция немесе оның бөлігін қирату салдарының классификациясы.

1.3.3 [1.5.5] **Динамикалық күш** (dynamic force): Конструкцияға айтарлықтай динамикалық әсер ететін уақыт бойынша өзгеретін күш. Соққы кезінде динамикалық күш соққы орнындағы байланысты беттің өлшемдеріне байланысты болады (сурет 1.1).



a — эквивалентті статикалық күш; b — динамикалық күш;

c — конструкция реакциясы

Сурет 1.1

1.3.4 [1.5.6] **Эквивалентті статикалық күш** (equivalent static force): Конструкцияда реакцияны, эквивалентті динамикалық әсерлерді тудыратын статикалық күш (қараңыз сурет 1.1).

1.3.5 [1.5.9] **Соққы беретін объект** (impacting object): Конструкция бойынша соққы беретін объект (яғни көлік құралы, кеме және т.б.).

1.3.6 [1.5.10] **Басты элемент** (key element): Конструкцияның қалған бөлігінің жалпы тұрақтылығы байланысты болатын конструктивті элемент.

1.3.7 [1.5.11] **Күш түсіретін қабырғалық конструкция** (load-bearing wall construction): Негізінен, вертикалды жүктемелері қабылданатын тас қалаулардан тұратын қабырғалардың каркасты емес айқыш жүйесі. Мұнда тағы да әртүрлі материалдармен толтырылған ось бойынша орналасқан ағаш және болат вертикалды тіреу қабырғаларынан тұратын жеңіл панельді конструкциялар жатады.

1.3.8 [1.5.12] **Жергілікті қирату** (localised failure): Конструкцияның апат кезіндегі әсері нәтижесінде қираған немесе қатты зақымданған бөлігі.

1.3.9 [1.5.13] **Қатер** (risk): Белгілі бір қатер мен салдар масштабының пайда болу ықтималы немесе пайда болу жиілігін үйлестіру өлшемі (әдетте туынды).

1.3.10 [1.5.14] **Сақталғыштық** (robustness): Конструкцияның өрт, жарылыс, соққы немесе адам қателіктерінің нәтижесі сияқты оқиғаларға қарсылық көрсету қасиеті, зақымды тудырған пропорционалды емес себептерге зақымның пайда болуынсыз.

1.3.11 [1.5.15] **Құрылыстың төменгі бөлігі** (substructure): Құрылыстың жоғарғы бөлігін тіреп тұратын құрылыс бөлігі. Ғимараттарда — ол әдетте жер деңгейінен төмен тұратын құрылыстың іргетасы және басқа да элементтері. Көпірлерде — ол іргетастар, контрфорстар, аралық тіреулер, тіреулер және т.б.

1.3.12 [1.5.16] **Құрылыстың жоғарғы бөлігі** (superstructure): Төмен жатқан конструкциялармен ұсталып тұратын құрылыс бөлігі. Ғимараттарда — ол әдетте жер деңгейінен жоғары конструкциялар. Көпірлерде — тақтай.

1.3.13 **Үдемелі қирау** (progressive collapse): Төмен қабатта орналасқандардың біреуінің конструкциясының жергілікті қирауының нәтижесінде ғимараттың толығымен немесе оның көп бөлігінің тасқын бейнелі қирауы.

1.4. [1.6] Шартты және әріптік белгілер

1.4.1 [1.6 (1)] Бұл оқулықта ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 сәйкес келесі символдар пайдаланылған:

Латын алфавитінің бас әріптері

F — қақтығыс күші;

F_{dx} — горизонталды эквивалентті статикалық немесе динамикалық күштің қозғалыс бағыты бойынша есептік белгісі

F_{dy} — горизонталды эквивалентті статикалық немесе динамикалық күштің қозғалыс бағытының кесе-көлденең есептік белгісі;

F_R — соққы кезіндегі үйкеліс күші.

Латын алфавитінің кіші әріптері

a — қақтығысудан күш салатын көлемнің орналасу биіктігі;

b — бөгеттер ені (мысалы, көпірдің аралық тіреуі);

h — жол төсемдердің бетінен көпір конструкциясының төменгі жиегіне дейінгі габаритті өлшемі; жүргінші бөлігінен күш салу деңгейі;

l — кеме ұзындығы;

r_F — төмендетуші коэффициент;

s — конструктивті элемент пен жолдық осьтік сызығы немесе рельсті жол арасындағы арақашықтық;

m — масса;

v_v — жылдамдық.

Грек алфавитінің кіші әріптері

μ — үйкеліс коэффициенті.

2 [2] ӘСЕР ЕТУ КЛАССИФИКАЦИЯСЫ

2.1 [2(1)] Оқулықтағы әсерлер [4.1.1] ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 сәйкес апат кезіндегі әсерлер ретінде классификацияланады.

ЕСКЕРТУ Кестеде [2.1] апат кезіндегі әсерлерге ұшыраған конструкцияларды жобалауда есепке алу қажет EN 1990 басты бөлімдері көрсетілген.

Кесте [2.1] — Апат кезіндегі әсерлерге қатысты ҚР ҚН EN 1990:202+A1:2005/2011 бөлімдері

Атауы	Бөлімдер
Терминдер және анықтамалар	1.5.2.5, 1.5.3.5, 1.5.3.15
Басты талаптар	2.1(4)P, 2.1(5)P
Есептік ситуациялар	3.2(2)P
Әсер ету классификациясы	4.1.1(1)P, 4.1.1.(2), 4.1.2(8)
Айнымалы әсерлердің басқа сипатты белгілері	4.1.3(1)P
Апат кезіндегі есептік ситуацияларға арналған әсерлердің үйлесуі	6.4.3.3
Апат кезіндегі және сейсмикалық есептік ситуациялардағы әсерлердің есептік белгілері	A.1.3.2

2.2 Соққыдан апат кезіндегі әсерлерді егер басқасы орнатылмаған болса еркін әсерлер ретінде қарастырған жөн.

3 [3] ЕСЕПТІК СИТУАЦИЯЛАР

3.1 [3.1] Жалпы ережелер

3.1.1 [3.1(1)P] Конструкциялар 3.2(2)P EN 1990 сәйкес дәйектелген апатты есептік ситуациялар есебімен жобаланған болуы тиіс.

3.1.2 [3.1(2)] Апатты есептік ситуацияларға арналған стратегиялар 3.1. суретте көрсетілген.

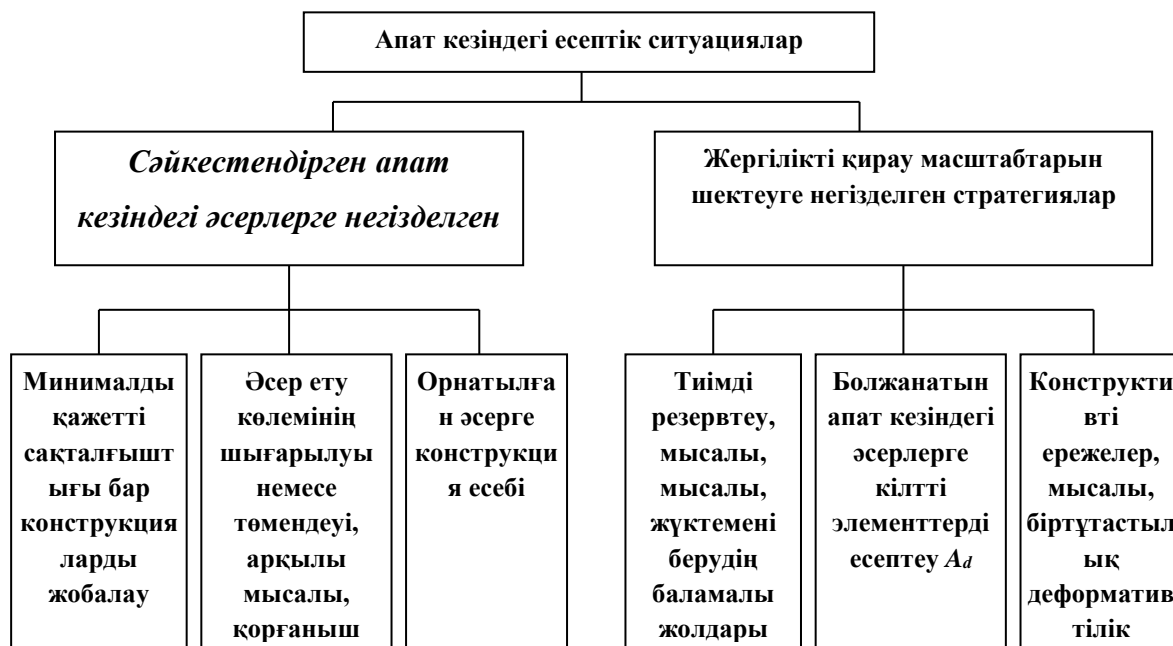
ЕСКЕРТУ 1 Қолданылатын стратегиялар мен ережелерді тапсырыс берушімен және сәйкес келетін инстанциямен нақты жоба үшін үйлестіреді.

ЕСКЕРТУ 2 Апат кезіндегі әсерлер сәйкестендірген және сәйкестендірмеген болуы мүмкін.

ЕСКЕРТУ 3 Сәйкестендірмеген апат кезіндегі әсерлерге негізделген стратегиялар болатын оқиғалардың көп санынан тұрады. Олар жергілікті қирауды шектеуге бағытталған. Жергілікті қирауды шектеу бойынша стратегиялар қабылдау 1.1(6)-да көрсетілген апат кезіндегі ықпалдардың немесе орнатылмаған себептерден басқа әсерлердің әрекет етуінде әпежептеуір сақталғыштықты қамтамасыз етуі мүмкін. Ғимараттарға арналған кеңестер қосымша А-да бар.

ЕСКЕРТУ 4 EN 1991 берілген бөлігінде сәйкестендірген апат кезіндегі әсердерге арналған теориялық белгілер (мысалы, бөлме ішіндегі жарылыс пен соққы жағдайларында). Бұл белгілерді ұлттық қосымшаларда немесе нақты жоба аясында тапсырыс беруші мен сәйкес келетін инстанциямен қиыстыра отырып өзгертуге рұқсат етіледі.

ЕСКЕРТУ 5 Апат кезіндегі әсерлерге есептелген кейбір конструкцияларға (мысалы, адамдарға қаупі жоқ, экономикалық, әлеуметтік және экологиялық залалдарды елемеуге болатын құрылыстарды жобалауда) толық қиратылу рұқсат етіледі. Ондай жағдайларда нақты жобаларға арналған жағдайлар тапсырыс беруші мен сәйкес келетін инстанциямен үйлестіріледі.



Сурет 3.1 — Апат кезіндегі есептік ситуацияларға арналған стратегиялар

3.2 [3.2] Апат кезіндегі есептік ситуациялар

Сәйкестендірген апат кезіндегі әсерлер кезіндегі стратегиялар

3.2.1 [3.2(1)] Апат кезіндегі әсердің көлемі:

- апат кезіндегі әсерлердің нәтижесін алдын алуға немесе төмендетуге бағытталған іс-шараларға;
- сәйкестендірген апат кезіндегі әсердің пайда болу ықтималына;
- сәйкестендірген апат кезіндегі әсерлердің нәтижесінде қирау салдарына;
- қоғамдық бағалауға;
- қолайлы қатер деңгейіне байланысты болады.

ЕСКЕРТУ 1 Тағы 2.1(4)Р қараңыз, ескерту 1, EN 1990.

ЕСКЕРТУ 2 Тәжірибеде апатты ықпалдардың пайда болу ықтималы мен салдары қатердің белгілі бір деңгейіне байланысты болуы мүмкін. Егер қатердің мұндай деңгейі қолайсыз болған жағдайда, қосымша іс-шаралар қажет болады. ережеге сай, қатердің нөлдік деңгейі іске асырлымайтын болып табылады және көп жағдайда қатердің белгілі бір деңгейіне рұқсат беру қажет. Қатердің мұндай деңгейі әртүрлі факторларға, мысалы, сәтсіз оқиғалардың ықтимал санына, экономикалық зардаптарға, қауіпсіздік шараларына шығындарға және т.б. байланысты болады.

ЕСКЕРТУ 3 Қолайлы қатер деңгейін Ұлттық қосымшада, қосымша ақпаратқа қайшы келмейтін түрде орнатуға рұқсат етіледі.

3.2.2 [3.2(2)] Апат кезіндегі әсерден жергілікті қиратуға рұқсат етілуі мүмкін, егер барлық конструкцияның жалпы тұрақтылығы бұзылмаса, қажетті құтқарушы іс-шараларды орындауға мүмкіндік беретін жалпы салмақ түсіретін қабілеттілік сақталады.

ЕСКЕРТУ 1 Құрылыстық конструкциялар үшін мұндай құтқарушы іс-шаралар адамдарды бөлмеден және іргелес территориялардан қауіпсіз көшіруден тұруы да мүмкін.

ЕСКЕРТУ 2 Көпірлер үшін мұндай іс-шараларға жол өткелі немесе теміржол сызығының уақытша жабылуы кіруі мүмкін.

3.2.3 [3.2(3)] Апат кезіндегі әсердің қаупін азайту бойынша егер орынды болса, бір немесе бірнеше стратегиядан тұратын шаралар қабылдануы тиіс:

а) әсердің пайда болуын (мысалы, көпірлерде жарықта көлік құралдары мен құрылыс арасындағы сәйкесті биіктікті қамтамасыз ету есебімен) немесе пайда болу ықтималдығының және/немесе ықпал ету көлемінің конструкцияларды жобалау үрдісінде қолайлы деңгейге дейін төмендеуі (мысалы, ғимараттарда жарылыс әсерін азайтатын аз массалы және мықты жеңіл шығарылатын элементтер есебімен);

б) конструкцияны апат кезіндегі әсердің ықпалын азайту жолымен қорғау (мысалы, қорғаныш қоршау құрылыстары немесе қауіпсіздік кедергілері арқылы);

в) конструкцияларға бір немесе бірнеше ыңғайларды қолдану арқылы айтарлықтай сақталғыштықты қамтамасыз ету:

1) апатты оқиға іске асқаннан кейінгі конструкцияның жұмысқа қабілетті жағдайын сақтап қалу ықтималдылығын арттыру мақсатымен негізгі элементтер ретінде (қараңыз

1.5.10) конструкцияның жалпы тұрақтылығы тәуелді болатын конструкцияның белгілі бір элементтерін жобалау;

2) айтарлықтай әлеуетті энергияны қираудың пайда болуынсыз жұтуына рұқсат ететін жеткілікті деформативтілігі бар конструктивті элементтерді есептеу және материалдарды таңдау;

3) апатты оқиғаның іске асуынан кейінгі жүктемені берудің баламалы жолдарын қамтамасыз ету мақсатымен конструкцияда әжептеуір қорда сақтауды жасау.

ЕСКЕРТУ 1 Кейбір жағдайларда конструкцияны әсердің төмендеуі есебімен апат кезіндегі әсерлерден немесе әсердің пайда болуының алдын алудан сақтау мүмкін емес. Ол мұндай әсерлер эксплуатацияның кесіп-пішілген мерзіміне жобалау шарттарымен міндетті емес қарастырылған факторларға байланысты. Ескерту шаралары эксплуатация мерзімі кезінде тұрақты инспекция мен техникалық қызмет көрсетуден тұруы мүмкін.

ЕСКЕРТУ 2 Конструктивті элементтерді айтарлықтай деформативтілікпен жобалау үшін EN 1992 – EN 1999 бірге А және С қосымшасын қараңыз.

3.2.4 [3.2(4)P] Апат кезіндегі әсерлерді, орынды болған уақытта, EN 1990, 6.4.3.3 сәйкес әрекет етуші тұрақты және айнымалы әсерлермен бір уақытта ұстаған жөн.

ЕСКЕРТУ ψ белгісін EN 1990, А қосымшасынан қараңыз.

3.2.5 [3.2(5)P] Сонымен қатар апат кезіндегі әсерлер тікелей пайда болған уақыттан кейін конструкциялардың қауіпсіздігін есепке алған жөн.

ЕСКЕРТУ Ол ғимарат конструкциясының үдемелі қирауды қарастырудан тұрады. А қосымшасын қараңыз.

3.3 [3.3] Апат кезіндегі есептік ситуациялар. Жергілікті қирау масштабтарын шектеу стратегиялары

3.3.1 [3.3(1)P] Жобаалау кезінде конструкциялардың әлеуетті қирау көлемін алдын ала қарастырылмаған себептер нәтижесінде азайтуға тура келеді.

3.3.2 [3.3(2)] Қирау көлемін азайтуға келесі тәсілдердің бір немесе бірнешесін қолдана отырып, қол жеткізуге болады:

а) ғимараттың жалпы тұрақтылығы тәуелді кілттік элементтерді жобалау, олар апатты ықпалдар A_d ; үлгісінен әсерлерді қабылдауға қабілетті болуы үшін.

ЕСКЕРТУ 1 Ұлттық қосымшада есептік A_d белгімен таратылған немесе шоғырланған жүктеме түріндегі үлгіні көрсетуге рұқсат беріледі. Ғимарат үшін кеңес берілетін үлгі кілттік элемент пен жалғасушы элементке (мысалы фасадтар және т.б.) кез келген бағытта салынатын біркелкі бөлінген шартты жүктеме болып табылады. Ғимараттар конструкциясы үшін біркелкі бөлінген жүктеменің кеңес берілетін белгісі 34 кН/м^2 құрайды. A_d қолдану мысалы А.8-де (қосымша А) келтірілген.

б) конструкцияны жобалау жергілікті қирау жағдайында (мысалы, жекелінген элементтен бас тартуда) бүкіл конструкцияның жалпы тұрақтылығы немесе оның маңызды бөлігі қамтамасыз етілген жағдайда;

ЕСКЕРТУ 2 Ұлттық қосымшада жергілікті қираудың қолайлы көлемін көрсетуге рұқсат беріледі. Ғимараттар үшін кеңес берілетін шектеулер 100 м²-ден аз немесе шектес қабаттардағы екі жабындының әрқайсысындағы 15% ауданға сай келеді, олардың зақымдануы тіреулерді, бағаналарды немесе қабырғаларды алып тастауда пайда болуы мүмкін. Ол есептеуде сәйкестендірген апат кезіндегі әсерлер есепке алынғандығынан тәуелсіз айтарлықтай сақталғыштықпен конструкцияның құрылуына алып келеді.

с) конструкцияның қолайлы сақталғыштығын қамтамасыз ететін есептік/конструктивті ережелерді қолдану (мысалы, қосымша біртұтастылықты қамтамасыз ету үшін барлық үш бағыттағы байланыстарды қолдану немесе соққыға ұшыраған құрылыс элементтерінің деформативтілігінің аз деңгейі).

ЕСКЕРТУ 3 Ұлттық қосымшада 3.3-те суреттелген стратегиялардың қайсысын әртүрлі конструкцияларға қатысты қарастыру керектігі көрсетілуі мүмкін. Ғимарат конструкциясына көрсетілген стратегияларды қолданудың мысалы А қосымшада бар.

3.4 [3.4] Апат кезіндегі есептік ситуациялар. Топтарды қирау салдары бойынша пайдалану

3.4.1 [3.4(1)] Апат кезіндегі есептік ситуацияларға арналған стратегия EN 1990-да келтірілген қирау салдары бойынша келесі топтарда негізделген болуы мүмкін:

- СС1— қираудың кішігірім салдары;
- СС2— қираудың орташа салдары;
- СС3— қираудың жоғары салдары.

ЕСКЕРТУ 1 Қосымша ақпарат EN 1990-да, қосымша В-да көрсетілген.

ЕСКЕРТУ 2 Белгілі бір жағдайларда конструкцияның әртүрлі элементтерін қирау салдары бойынша әртүрлі топтарға жатқызған орынды, мысалы, биік үйдің конструктивті жекеленген аз қабатты қаптал қанаты, ол функционалдылық тұрғысынан негізгі ғимаратпен салыстырғанда азырақ.

ЕСКЕРТУ 3 Профилактикалық және/немесе қорғаныс шараларын алып тастауға немесе конструкциялардың зақымдану ықтималдылығын азайтуға шықырылған. Жобалауда кейде ол конструкцияны қирау салдары бойынша төмен топқа жатқызу жолымен есепке алынады. Қалған жағдайда конструкцияға жүктемені азайту орынды.

ЕСКЕРТУ 4 Ұлттық қосымшада 3.4(1)-ге сәйкес конструкцияны категориялар бойынша бөлуге рұқсат беріледі. Ғимараттар үшін қирау алдары бойынша топтарды қолдану сұранысы А қосымшада келтірілген.

3.4.2 [3.4(2)] Қирау салдары бойынша әртүрлі топтарға арналған апат кезіндегі есептік ситуациялар 3.4(1)-ге сәйкес келесідей қарастырылуға рұқсат беріледі:

- CC1 — апат кезіндегі әсерлерді арнайы есепке алу талап етілмейді, алайда сонымен бірге EN 1992 – EN 1999-да бекітілген сақталғыштық пен жалпы тұрақтылыққа қатысты барлық сәйкесті ережелер есепке алынғандығына көз жеткізу керек;

- CC2 — нақты жағдайларға байланысты эквивалентті статикалық жүктемелер үлгісін қолдану арқылы конструкцияның жеңілдетілген есебіне немесе дәстүрлі есептік/конструктивті ережелерді қолдануға рұқсат беріледі;

- CC3 — конструкция сенімділігінің талап етілетін деңгейі мен конструктивті есептерді талдап, тексеру деңгейін анықтау үшін әрбір нақты жағдайда арнайы зерттеуді орындау қажет. Ол тәуекелді талдауды орындауды, сонымен қатар динамикалық талдау, сызықтық емес үлгілер және жүктеме мен конструкция арасындағы өзара әсерді есепке алудан тұратын дамыған әдістерді қолдануды талап етуі мүмкін.

ЕСКЕРТУ Ұлттық қосымшада қирау салдары бойынша жоғары немесе төмен топтар үшін қосымша ақпаратқа қарсы келмейтін түрінде конструкцияларды жобалауға сай келетін тәсілдер бойынша кеңестер жүргізуге рұқсат беріледі.

3.5 [6.4.3.3, ҚР ҚН EN 1990]. Апат кезіндегі есептік ситуациялардағы әсерлердің қисындасуы

3.5.1 [6.4.3.3(2)] Апат кезіндегі есептік ситуациялардағы әсерлердің әсері келесідей белгіленуі мүмкін:

$$\sum_{j>1} G_{kj} \text{ ”+” } P \text{ ”+” } (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \text{ ”+” } \sum_{j>1} \psi_{2,j} Q_{k,j}, \quad [6.11b]$$

ЕСКЕРТУ ҚР ҚН EN 1990 сәйкес қирау салдары (CC1, CC2 және CC3) және сенімділік тобына (RC1, RC2 және RC3) байланысты апат кезіндегі ситуациялардағы әсерлердің есептік комбинациясына [6.11b] әсерлер коэффициентінің K_F белгісі енгізіледі (кесте В.3, Қосымша В, ҚР ҚН EN 1990).

Әсерлер коэффициентінің K_F сәйкес келетін белгілері жеке коэффициентермен бірге қолданылады $\psi_{1,1}$ және $\psi_{2,1}$.

3.5.2 [6.4.3.3(3)] Қарастырылатын апат кезіндегі есептік ситуациядан $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ және $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ арасындағы таңдау (соққы, өрт немесе адамдардың өмірін апатты оқиғадан немесе ситуациядан кейін сақтап қалу).

3.5.3 [6.4.3.3(4)] Апат кезіндегі есептік ситуациялар үшін әсерлердің қисындасуы келесіден тұруы тиіс:

- ☐ айқын апат кезіндегі әсер A (өрт немесе соққы);
- ☐ ситуацияға апат кезіндегі әсерден кейін қарау ($A=0$).

Өрт қаупі бар ситуациялар үшін материалдың қасиетіне температуралық әсердің ықпал етуінен бөлек, A_d параметрі өрт кезіндегі термикалық әсердің қосымша әсерлерінің есептік белгісін есепке алуы тиіс.

3.6 [A1.3.2, ҚР ҚН EN 1990] Апатты есептік ситуациялар кезіндегі әсерлердің есептік белгісі

3.6.1 [A1.3.2(1)] Апатты есептік ситуациялар үшін күш түсіретін қабілеттіліктер бойынша шекті жағдайлар үшін қауіпсіздік коэффициенті (Формула [6.11b]) 1-ге тең болып қабылдануы керек.

ψ коэффициентінің белгісі 3.1 кестеде көрсетілген [A.1.3, ҚР ҚН EN 1990: 2002].

Кесте 3.1 [A.1.3 ҚР ҚН EN 1990: 2002] Апатты есептік ситуациялар үшін ықпалдардың есептік белгілері

Есептік ситуация	Тұрақты ықпалдар		Басым апатты	Ілеспелі айнымалы ықпалдар**	
	Қолайсыз	қолайлы		негізгі (басқалардың болуы кезінде)	басқалар
Апатты* (6.11b формуласы)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	A_d	$\psi_{1,1}$ немесе $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

4 [4] СОҚҚЫ

4.1 [4.1] Қолдану саласы

4.1.1 [4.1(1)] Бұл бөлім келесі жағдайлардағы апат кезіндегі әсерлерге таралады:

- жол көлік құралдарының соққылары (жеңіл конструкциялармен соқтығысуды санамағанда) (қараңыз 4.3);
- айырмалы тиегіш соққылары (қараңыз 4.4);
- теміржол көлік құралдарының соққылары (жеңіл конструкциялармен соқтығысуды санамағанда) (қараңыз 4.5);
- кемелер соққылары (қараңыз 4.6);
- тікұшақтардың жабынға (шатырға) қатты қонуы (қараңыз 4.7).

ЕСКЕРТУ 1 Жеңіл конструкцияларға апатт кезіндегі әсерлер (мысалы, төсеніштер, жарық беретін дінгектер, жаяу көпірлер) қосымша ақпаратқа қарсы келмейтін түрінде ұлттық қосымшада орнатуға рұқсат беріледі.

ЕСКЕРТУ 2 Көмкерке мен жақтауларға соққы жүктемелері қараңыз. в EN 1991-2.

ЕСКЕРТУ 3 Ұлттық қосымшада қосымша ақпарат ретінде конструкцияның іргетасына соққы күштерін беру ережелеріне қатысты нұсқауларды орнатуға рұқсат беріледі, қараңыз. EN 1990, 5.1.3 (4).

4.1.2 [4.1(2)P] Ғимараттардың келесі типтері үшін соққылардың әсерлерін есепке алу қажет:

- автокөліктерді қоюда пайдаланатын ғимараттар;

— көлік құралдарының немесе айырмалы тиегіштердің қозғалысына рұқсат берілетін ғимарат;

— автокөліктік немесе темір жол көлік ағынымен сыбайлас ғимараттар.

4.1.3 [4.1(3)] Соққының әсерін және қорғаныс шараларын қамтамасыз ететін көпірлерге арналған әсерлерді қарастыруда, көпірдегі және көпірдің астындағы көлік түрін, сонымен қатар соққы салдарын есепке алған жөн.

4.1.45 [4.1(4)P] Тікұшақ соққыларының әсерін жабындағы қонатын платформамен белгіленген ғимараттар үшін ескерген жөн.

4.2 [4.2] Әсерлерді анықтау

4.2.1 [4.2(1)] Соққылардың әсері динамикалық талдаумен анықталуы немесе эквивалентті статикалық күшпен көрсетілуі мүмкін.

ЕСКЕРТУ1 Соққы беретін объект пен конструкция арасындағы беттің сыбайласына күш түсіру олардың өзара әсеріне байланысты.

ЕСКЕРТУ 2 Соққыны талдауда қолданылатын базистік айнымалылар соққы беретін объект жылдамдығы және массаларды бөлу, соққы беретін объектінің және конструкцияның деформациялық қасиеттері және деформациялық сипаттары болып табылады. Басқа, соққы бұрышы, соққы беруші объектінің конструкциясы және соқтығысудан кейінгі соққы беретін объектінің қозғалысы сияқты факторлардың есебі талап етілуі мүмкін.

ЕСКЕРТУ 3 Қосымша ақпарат В [С] қосымшада көрсетілген.

4.2.2 [4.2(2)] Барлық энергияны соққы беретін объект жұтатын жағдайға рұқсат беріледі.

ЕСКЕРТУ Жалпы жағдайда бұл жорамал консервативті нәтижелерге алып келеді.

4.2.3 [4.2(3)] Соққы беретін объект пен конструкция материалдарының қасиеттері үшін төменгі және жоғарғы сипаттық (нормативті) белгілерді пайдаланған жөн. Қажет болған жағдайда, деформацияның жылдамдығын ескерген жөн.

4.2.4 [4.2(4)] Конструктивті есептерде соққылардың әсері конструкциядағы эквивалентті нәтижеге алып келетін эквивалентті статикалық күштермен көрсетілуі мүмкін. Бұл жеңілдетілген үлгіні статикалық тепе-теңдікті тексеруге, беріктікті тексеруге және соққы кезіндегі конструкцияның деформациясын анықтауда қолдануға рұқсат беріледі.

4.2.5 [4.2(5)] Жобаға сәйкес соққы энергиясын жекеленген элементтердің серпінді пластикалық деформациялары есебімен жұтуы тиіс конструкциялар үшін (яғни жұмсақ соққы), эквивалентті статикалық жүктемені пластикалық беріктілікті де, мұндай элементтердің деформациялық қорын да есепке ала отырып, анықтауға рұқсат беріледі.

ЕСКЕРТУ Қосымша кеңестерді В [С] қосымшадан қараңыз.

4.2.6 [4.2(6)] Энергия негізінен соққы беруші объектімен тарқайтын (яғни қатты соққы) конструкциялар үшін динамикалық және эквивалентті статикалық күштер 4.3 – 4.7-ге сәйкес анықтауға рұқсат беріледі.

ЕСКЕРТУ Соқтығысатын объектілердің массасы мен жылдамдығы үшін есептік белгілерді динамикалық талдауды қолдану бойынша кейбір ақпарат В [С] қосымшада бар.

4.3 [4.3] Жол көлік құралдары соққысынан апат кезіндегі әсерлер

4.3.1 [4.3.1] Құрылыстың тіреу бөліктеріне соққылар

4.3.1.1 [4.3.1(1)] Әртүрлі типтегі жолдарға жақын орналасқан құрылыстың тіреу бөліктеріне (мысалы, көпірлер немесе ғимараттардың бағаналары немесе қабырғалары) соққы әсерлерінің есептік белгісін көрсеткен жөн.

ЕСКЕРТУ 1 Жол көлігінің қатты соққы үшін есептік белгіні (қараңыз 4.2(6)) ұлттық қосымшада бекітуге рұқсат беріледі. Эквивалентті статикалық соққы күштерінің бағдарлы есептік белгісін 4.1 кестеде көрсетілген. Қолданылатын есептік белгі туралы шешімді соққы салдары, түрі және қарқындылығы және қолданатын қорғаныс шараларына байланысты қабылдауға болады, қараңыз EN 1991-2 және қосымша В [С]. Тәуекелдерді талдау бойынша кеңестер Б [В] қосымшада көрсетілген.

Кесте 4.1 [4.1] — Жүргінші бөліктің үсті немесе маңындағы тіреу конструкцияларымен жол көлігінің соққысынан эквивалентті статикалық күштердің бағдарлы есептік белгілері

Жол категориясы	Күш $F_{dx}^{a)}$, кН	Күш $F_{dy}^{a)}$, кН
Республикалық белгідегі автодаңғылдар мен негізгі жолдар	1000	500
Сүрлеу жолдар мен ауылдық аймақтағы жолдар	750	375
Қала жолдары	500	250
Аула территориялары мен қозғалысты гараждар:		
Жеңіл автокөліктердің	50	25
Жүк автокөліктерінің ^{b)}	150	75
^{a)} х — қозғалыс бағытында;у — қозғалыс бағытына перпендикуляр. ^{b)} «Жүк автокөліктері» термині 3,5 т. брутто салмақты автокөліктерге жатады.		

ЕСКЕРТУ 2 Б [В]. Ұлттық қосымшада соққы күшін конструктивті элемент пен жақын қозғалыс сызығының осі арасындағы қашықтыққа s функционалды байланысты түрінде көрсетуге рұқсат беріледі. S қашықтығының әсері туралы ақпарат В [С] қосымшада бар.

ЕСКЕРТУ 3 Ұлттық қосымшада көлік құралдарының соққысын есепке алмауға болатын конструкцияның типтері мен элементтері көрсетілуі мүмкін.

ЕСКЕРТУ 4 Көлік құралдарының көпірлермен соқтығысуын қарастыруда EN 1991-2 ережесін ескерген жөн.

ЕСКЕРТУ 5 теміржол көпірлеріндегі апатты әсерлер туралы ақпарат UIC 777.1R бюллетенінде бар.

4.3.1.2 [4.3.1(2)] F_{dx} және F_{dy} күшін қолданудың ережелері анықталуы тиіс.

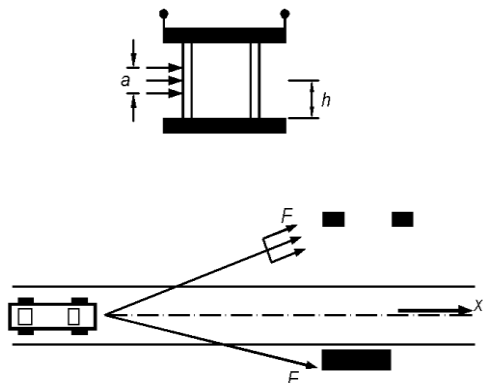
ЕСКЕРТУ F_{dx} және F_{dy} күшін қолданудың ережелері ұлттық қосымшада немесе нақты жоба аясында анықталуы мүмкін. F_{dx} және F_{dy} күшін бір уақытта әрекет етуші деп қолдануға болмайды.

4.3.1.3 [4.3.1(3)] F күші қосымшасының тіреу конструкциясымен соқтығысқандағы аумағын анықтау қажет.

ЕСКЕРТУ Ұлттық қосымшада көлік құралдарының шартын көрсетуге рұқсат етіледі. Келесі шарттар кеңес беріледі:

— жүк автокөліктерінің соққысының күшін F h 0,5-тен 1,5 м-ге дейінгі жүргінші бөлікке басуға рұқсат етіледі. Қорғаныс кедергілері болған жағдайда жоғары белгілерді қолданады. Күш қосымшасының кеңес берілетін аумағы келесідей анықталады: биіктігі $a = 0,50$ м, ені конструктивті элементтің енімен теңдестіріледі, бірақ 1,5 м-ден артық емес;

— жүк автокөліктерінің соққысының күшін F жүргінші бөлік деңгейінен $h = 0,5$ м биіктікте басуға рұқсат беріледі. Күш қосымшасының кеңес берілетін аумағы: биіктігі $a = 0,25$ м, ені элементтің еніне теңеледі, бірақ 1,5 м-ден артық емес (сурет 4.1).



a — күш қосымшасының кеңес берілетін аумағының биіктігі: 0,25 м құрайды (жеңіл автокөліктер үшін) және 0,50 м (ауыр автокөліктер үшін);

h — F соққысының күші жағдайы, яғни жүргінші бөлік деңгейінен биіктік. 0,5 м-ден (жеңіл автокөліктер үшін) 1,5 м-ге дейін (ауыр автокөліктер үшін) өзгереді;

x — қозғалыс тілкемінің осьтік линиясы.

Сурет 4.1 [4.1] — Қозғалыс тілкемі маңындағы және ғимараттардың тіреулі конструкцияларымен көпірлердің тіреулі конструкцияның күші

Мысал 1 (4.3.1)

Жол қозғалысы тілкемінен 5,0 м қашықтықта орналасқан ғимараттың тіреу конструкциясы бойынша жүк автокөлігінің күшінен күшті анықтау (бірінші қабат бағанасы)

Бастапқы мәліметтер:

Жүк автокөлігі, 10500 кг жүкті (брутто) салмақ

Жол категориясы - қала жолы

Объекттің өзара орналасуы мен жүргінші бөліктің схемасы суретте берілген 1 (4.3.1)

Шешім

4.1 [4.1, ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011] кестесіне сәйкес қатты соққы кезіндегі эквивалентті статикалық күштің бағдарлы белгісін құрайды:

- қозғалыс бағытында $F_{dx} = 500$ кН (50,0 т)
- қозғалыс бағытына перпендикуляр $F_{dy} = 250$ кН (25,0 т).

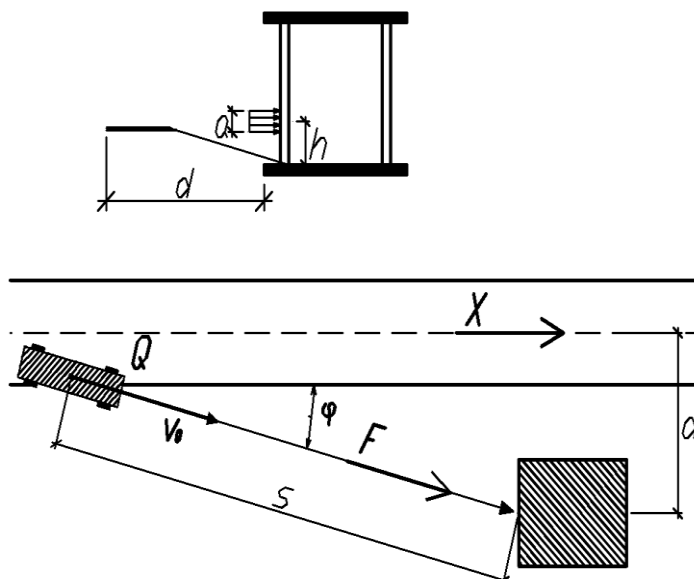
В2.1 [С2.1] (Қосымша В [С]) бойынша қатты соққының жеңілдетілген үлгісін қолдану арқылы жақындастырылған динамикалық талдау.

Динамикалық соққы күшінің есептік белгісі F_0 , мына формула бойынша анықталады (В.1 [С.1])

$$F = v_r \sqrt{km}, \quad (\text{В.1}) ([\text{С1}])$$

және қатты соққы жағдайы үшін, автокөлік массасы 30 000 кг және $v_0 = 50$ км/сағ жылдамдықты (13,9 м/с) 1300 кН құрайды (Кесте В.2 [С2]),

10 500 кг автокөлік массасын түзету және 40,0 км/сағ жылдамдыққа.



Мысалға 1 (4.3.1) Жүк автокөлігінің соққы әсері

В.1 [С1] формуласына сәйкес,

$$F_0 = 1300 \frac{40}{50} \sqrt{\frac{k \cdot 10500}{k \cdot 30000}} = 615,3 \text{ кН}$$

Тежелуді түзету (В.3 [С3] бөлім, Қосымша В [С] және кесте В1 [С1])

$$F_d = F_0 \sqrt{1 - d/d_b} = 615,3 \sqrt{1 - 5/10,3} = 441,3 \text{ кН (44,1 т)},$$

онда d_b – тежелу жолы, $d_b = \left(\frac{v_0^2}{2a} \right) \sin \varphi = (11,1^2 / 2 \cdot 3) \cdot 0,5 = 10,30$ м.

- көлік құралының жылдамдығы, $v_0 = 40$ км/ч = 11,1 м/с (Кесте В1 [С1]),
- бәсеңдету (кері белгіні үдеткіш) $a = 3,0$ м/с² (Кесте В2 [С2])
- $\sin \varphi = \sin 30^\circ = 0,5$ (φ – қозғалыс тілкемі мен ауытқушы көлік құралы арасындағы бұрыш).

Ғимарат жаққа еңісті түзету (қозғалыс схемасына сәйкес) □ 1,6

Қатты соққы кезіндегі динамикалық күштің жақындалған есептік белгісі

$$F_{dx} = 441,3 \cdot 1,6 = 706,0 \text{ кН (70,6 т)},$$

Сол сияқты, перпендикулярлы қозғалыс бағытындағы $F_{dy} = 353$ кН (35,3 т).

Қарастырылып отырған негізгі мәліметтер үшін қатты соққы кезіндегі күш, жақындаған динамикалық талдау мен эквивалентті статикалық күштің бағдарлық белгісі (кесте 4.1) 40% айырады.

F_{dx} и F_{dy} күшінің әрекеті бөлек қарастырылады.

$F_{жүк}$ автокөлігі соққысының күші жүргінші бөлік деңгейінен $h = 1,0$ м биіктігіне түседі. Күш қосымшасының аумағы: 0,5 м биіктік, ені конструктивті элементтің еніне тең.

4.3.2 [4.3.2] Құрылыстың жоғары бөліктеріне соққы

4.3.2.1 [4.3.2(1)] Жүк автокөліктерінен және/немесе олардың жүгінен құрылыстың жоғарғы бөліктерінің конструкциясына соққы әсерлерінің есептік белгілерін анықтау қажет, тек жүрістің айтарлықтай биіктігі қамтамасыз етілген немесе соққыдан қашу үшін сәйкесті шаралар қабылданған жағдайлардан басқа.

ЕСКЕРТУ 1 Соққы ықпалдарының есептік белгілері жүрістің жеткілікті биіктігі белгілерімен бірге және соққының алдын алудың сәйкесті қорғаныс шараларымен Ұлттық қосымшада бекітуге рұқсат етіледі. Көпір астындағы жол жабынын айырбастауды ескермей жүрістің жеткілікті биіктігінің кеңес берілетін белгісі 5,0 м-ден 6,0 м құрайды. Эквивалентті статикалық күштің бағдарлық белгісі 4.2 кестеде көрсетілген.

Кесте 4.2 [4.2] Құрылыстың жоғарғы бөлігіне соққы күштерінің бағдарлық белгісі

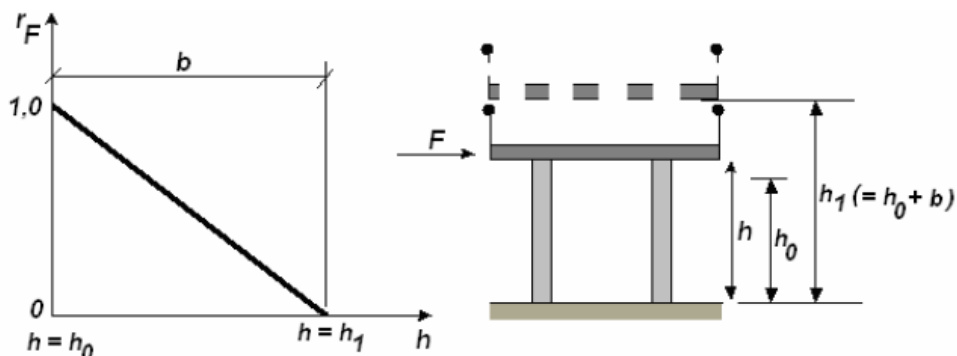
Жол категориялары	Эквивалентті статикалық күш $F_{dx}^{a)}$, кН
Республикалық белгідегі автодаңғылдар мен негізгі жолдар	500
Сүрлеу жолдар мен ауылдық аймақтағы жолдар	375
Қала жолдары	250
Аула территориялары және гараждар	75
^{a)} х — қозғалыс бағытында.	

ЕСКЕРТУ 2 Қолданылатын есептік белгі туралы шешімді соққының салдары, қозғалыс түрі және қарқындылығына байланысты, сонымен қатар қамсыз қорғаныс және алдын алу шараларынан тәуелсіз қабылдауға болады.

ЕСКЕРТУ 3 Вертикалды беттегі жобалы соққы жүктемесі 4.2 кестеде келтірілген соққы күштеріне барабар. $h_0 \leq h \leq h_1$ белгісі кезінде соққы күштерін r_F төмендетуші коэффициентке көбейту керек. r_F , h_0 және h_1 белгісін ұлттық қосымшада орнатуға рұқсат беріледі.

Кеңес берілетін r_F , h_0 және h_1 белгілер 4.2 суретте көрсетілген [4.2].

ЕСКЕРТУ 4 Көпір тақтайының төменгі бетіне ылди соққы жүктемесіне рұқсат беріледі. Ұлттық қосымшада соққы шарттары көрсетілуі мүмкін. Кеңес берілетін еңіс бұрышы 10° құрайды, сурет 4.3.



h — жол төсемінің беті мен көпір тақтайының төменгі шеті арасындағы жарықтағы физикалық арақашықтық;

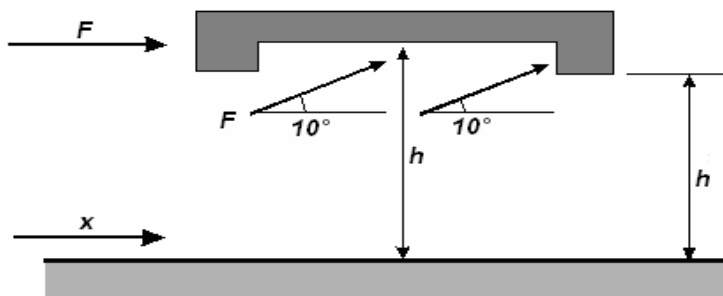
h_0 — жол төсемінің беті мен көпір тақтайының төменгі шеті арасындағы жарықтағы минималды арақашықтық, одан төмен соққы құрылыстың жоғарғы бөлігінде есепке алынуы тиіс. Кеңес берілетін белгі $h_0 = 5$ м;

h_1 — жол төсемінің беті мен көпір тақтайының төменгі шеті арасындағы жарықтағы арақашықтықтың белгісі, одан жоғары соққы күшін F ескермеуге болады. кеңес берілетін белгі $h_1 = 6$ м (плюс көпір үстіндегі жол жабынын айырбастау запасы, вертикалды сарқырама және көпірдің майысқан жері); b — h_1 және h_0 арасындағы биіктіктің әртүрлілігі, яғни $b = h_1 - h_0$. b үшін кеңес берілетін белгі 1,0 м. F үшін төмендеткіш коэффициентті қолдану b белгілерде 0-ден 1 м, яғни h_0 және h_1 арасында.

Сурет 4.2 [4.2] — Жүргінші бөліктегі горизонталды конструктивті элементтерге соққы күштеріне арналған r_F төмендеткіш коэффициенттің кеңес берілетін белгісі, жүріс биіктігіне h байланысты.

ЕСКЕРТУ 5 Биіктікті анықтағанда h аз жаққа қарай болашақ өзгерістерді ескерген жөн, мысалы, көпір астындағы жол жабынын айырбастау есебімен.

4.3.2.2 [4.3.2(2)] Қажет болған жағдайда соққы күштері F_{dy} қозғалыс бағына перпендикуляр.



x — қозғалыс бағыты;

h — жол төсемі беті мен қаптамалар арасындағы немесе көпірдің төменгі бетінің конструктивті элементі арасындағы арақашықтық.

Сурет 4.3 [4.3] — Құрылыстың жоғарғы бөлігі элементтеріне соққы күші

ЕСКЕРТУ F_{dy} қолдануды ұлттық қосымшада немесе нақты жобада анықталуы мүмкін. F_{dy} F_{dx} біруақытта қолдануға кеңес берілмейді.

4.3.2.3 [4.3.2(3)] $F_{\text{соққы}}$ күшінің қосымшасының аумағы құрылыстың жоғарғы бөлігінің элементтеріне көрсетілген болуы мүмкін.

ЕСКЕРТУ Ұлттық қосымшада соққы аумағының өлшемі мен жағдайымен анықталуы мүмкін. Соққы беті ретінде 0,25 м ұзындықтағы квадратты қолдануға кеңес беріледі.

4.4 [4.4] Айырмалы тиегіштер соққысынан апат кезіндегі әсерлер

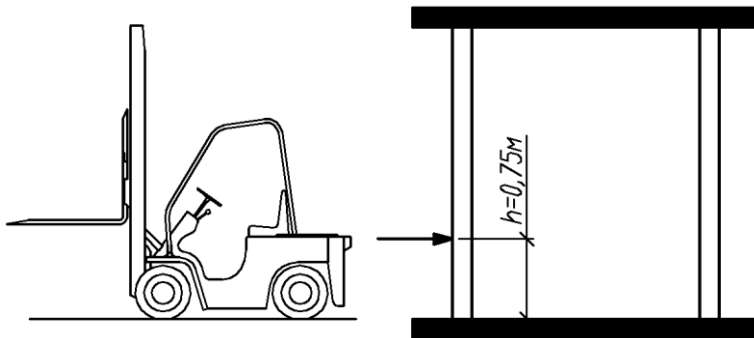
4.4.1 [4.4(1)] Айырмалы тиегіштері соққысынан апат кезіндегі әсерлердің есептік белгілерін айырмалы тиегіштер мен конструкцияның динамикалық сипаттамалары есебімен орнатады. Конструкцияның реакциясы сызықты деформацияға рұқсат беріледі. Динамикалық есепті орындау орнына эквивалентті статикалық күшті F қолдануға рұқсат беріледі.

ЕСКЕРТУ Ұлттық қосымшада эквивалентті статикалық күштің F есептік белгісіне рұқсат беріледі. F белгісін В.2.2 [С.2.2] (қосымша В [С]) сәйкес жұмсақ соққының нақты есептерін қолдану арқылы анықтауға кеңес беріледі. Балама ретінде $F = 5W$ белгісін қолдануға кеңес беріледі, онда W — нетто және тиегіштің жүк тиегіш қабілетінің салмағы суммасы (қараңыз EN 1991-1-1, кесте 6.5); жүктеме еденнен 0,75 м биіктікте салынған. Кейбір жағдайларда жоғары немесе төмен белгілерді қолдануға рұқсат беріледі.

Мысал 2 (4.4)

Қойма бөлмесі бағанасы бойынша айырмалы тиегіш соққысының эквивалентті статикалық күштің F есептік белгісін анықтау.

Айырмалы тиегіш тобы FL2 (қараңыз Кесте Е.1, Қосымша Е), өзіндік салмақ 31кН (3,1т), көтерілетін жүк 15 кН (1,5 т).



Мысалыға 2 (4.4) □ Айырмалы тиегіштің соққы әсері

Шешім 1 (жақын есеп)

Эквивалентті статикалық күш белгісі $F = 5W = 5(31+15) = 230$ кН (23 т).

онда W — нетто және көтеретін жүк салмағының суммасы

F күші еден деңгейінен 0,75 м арақашықтықта салынған.

Шешім 2 (жақын динамикалық талдау), В [С]) қосымшаға сәйкес. қатты соққыда конструкция қатты және қозғалыссыз болып табылатын шарт қабылданады, ал соққы беретін объект соққы кезінде сызықты түрде деформацияланады.

Өзара әсер етудің максималды динамикалық күші формула бойынша В.1 [С.1]

$$F = v_r \sqrt{km}; \quad (B.1) \text{ ([C.1])}$$

онда v_r — соққы кезіндегі объект жылдамдығы, $v_r = 5$ км/сағ (1,4 м/с);

k — соққы беретін объекттің иілгіш қаттылығы (яғни жалпы деформацияға күш қатынасы F), $k = 2,53 \cdot 10^3$ кН/м;

m — соққы беретін объект массасы, $m = (31+15)/9,81 = 4,70$ кН·с²/м.

k белгісі келесі есептеулерден алынды:

Соққы беретін объекттің көлденең кесу аумағы (айырмалы тиегішке қарама-қайшы)

$$A = a \cdot b;$$

Е.1 кестеде (Қосымша Е) қарастырылатын айырмалы тиегіш тобы үшін

$b = 1,10$ м; L — соққы беретін объект ұзындығы. $L = 3,0$ м;

Соққы беретін объекттің массалық тығыздығы, $\rho = 40$ кН/м³.

Айырмалы тиегіш салмағының формуласынан $W = \rho \cdot a \cdot b \cdot L$,

Соққы беретін объектiнiң биiктiгi $a = \frac{46}{40 \cdot 1,1 \cdot 3,0} = 0,35$ м,

және көлденең кесу аумағы $A = 0,35 \cdot 1,10 = 0,38$ м².

Эквивалентті иілгіш қатандық (В.3 [С.3] формуласы бойынша, Қосымша В [С]),

$k = EA/L$; $E = 2 \cdot 10^4$ Мпа кезінде, $k = \frac{2 \cdot 10^4}{3,0} \cdot 0,38 = 2,53 \cdot 10^3$ кН/м;

Өзара әсердің максималды динамикалық күші,

$$F = v_r \sqrt{km} = 1,4 \sqrt{2,53 \cdot 10^3 \cdot 4,70} = 152,6 \text{ кН (15,3 т)}$$

Динамикалық әсер (конструкцияның динамикалық реакциясы) динамикалық коэффициент $\phi_{dyn} = 2,0$ белгісі кезінде иілгіш реакциясы шартынан анықталады.

Онда бағанаға эквивалентті статикалық күш

$$F_{cm} = 152,6 \cdot 2 = 305,2 \text{ кН (30,5 т)}.$$

Қарастырылып жатқан басты мәліметтер қатты соққы кезіндегі күш жақын динамикалық талдау бойынша және эквивалентті статикалық күштің бағдарлық белгісі ($F = 5W$) 33% бөлінеді.

4.5 [4.5] Рельстен конструкция астындағы немесе конструкция маңындағы рельстік көлік құралдарының қосылуынан туындаған апатты әсерлер

4.5 [4.5(1)] Рельсті көліктен апат кезіндегі әсерлерді анықтау қажет.

ЕСКЕРТУ Ұлттық қосымшада рельсті көлік типтерін көрсетуге рұқсат беріледі, оларға осы бөлімде көрсетілген ережелер таралады.

4.5.1 [4.5.1] Жанындағы немесе рельстік жолдар үстіндегі конструкциялар

4.5.1.1 [4.5.1.1] Жалпы ережелер

4.5.1.1.1 [4.5.1.1(1)] Құрылыс астында немесе жанында орағытатын рельстен пойыздардың ауып кетуі кезінде тіреу конструкцияларына (мысалы, тіреулер немесе бағаналар) соққы жүктемелерінің есептік белгілері анықталуы тиіс қараңыз [4.5.1.2].

ЕСКЕРТУ 1 Конструкциялар тобына байланысты тіреу конструкцияларына соққыдан апат кезіндегі әсердің нәтижелерін азайту үшін ескертулік немесе қорғаныс шаралары.

ЕСКЕРТУ 2 [1] Көпірлерде рельстен шығудан түсетін жүктемелер ҚР ҚН EN 1991-2 бекітілген.

ЕСКЕРТУ 3 [2] Рельсті көліктің апат кезіндегі әсерлері бойынша қосымша ақпарат UIC 777-2 бюллетенінде көрсетілген.

4.5.1.2 [4.5.1.2] Конструкциялар классификациясы

4.5.1.2.1 [4.5.1.2(1)] Рельсті көліктің рельстен шығуы кезінде соққылы жүктемеге ұшырайтын конструкцияларды 4.3 [4.3] кестеге сай классификациялайды.

Кесте 4.3 [4.3] Рельсті көліктің рельстен шығуы кезінде соққылы жүктемеге ұшырайтын конструкциялардың классификациясы

А тобы	Адамдардың немесе қызмет етушілердің, адамдардың уақытша жиналуына арналған рельсті жолдар үстінде немесе солармен қатар орналасқан конструкциялар, сонымен қатар көпқабатты құрылыстар.
В тобы	Адамдардың ұзақ уақытқа мекендеуіне арналмаған және адамдардың уақытша жиналу орындары ретінде қызмет етпейтін автокөлік қозғалысы бар көпірлер немесе бірқабатты ғимараттар сияқты рельсті жолдар үстіндегі немесе солардың жанындағы массивті конструкциялар

ЕСКЕРТУ 1 А немесе В тобына жататын конструкцияларды ұлттық қосымшада немесе нақты жоба аясында орнатуға рұқсат етіледі.

ЕСКЕРТУ 2 Ұлттық қосымшаға уақытқа конструкцияларды классификациялау бойынша қосымша мәліметтерді де қосуға рұқсат беріледі, уақытша жүргінші көпірлер немесе қоғамдық тағайындалудың осындай конструкциялары, сонымен қатар құрылыс жұмыстарын атқаруда қолданылатын көмекші конструкциялар, қараңыз EN 1991-1-6.

ЕСКЕРТУ 3 4.3 кестеде көрсетілген қосымша ақпарат пен классификацияларды дәлелдеу, UIC құжаттарында бар.

4.5.1.3 [4.5.1.3] Конструкциялар тобына қатысты апат кезіндегі есептік ситуациялар.

4.5.1.3.1 [4.5.1.3(1)] Конструкция астындағы көліктің шығуы немесе А немесе В тобы конструкциясына жақындаудан тұратын ситуацияларды EN 1990, 3.2 сәйкес апат кезіндегі есептік ситуацияларға жатқызады.

4.5.1.3.2 [4.5.1.3(2)] Конструкция астындағы көліктің шығуы немесе конструкцияларға жақындауда рельсті көліктің рельстен шығуында құрылыстың (көпірдің тақтайы) жоғарғы бөлігіне соққыны жалпы жағдайда есепке алмауға рұқсат етіледі.

4.5.1.4 [4.5.1.4] Атобы конструкциясы

4.5.1.4.1 [4.5.1.4(1)] А тобы конструкциясы үшін, рельсті көліктің максималды жылдамдығы 120 км/сағ аспайтын орындарда орналасқан тіреулі конструктивті элементтер бойынша (мысалы, бағаналар, қабырғалар) соққыдан эквивалентті статикалық күштердің есептік белгісін орнату қажет.

ЕСКЕРТУ Эквивалентті статикалық күштер және олардың бірегейлігі Ұлттық қосымшада рұқсат етіледі.

Бағдарлы белгілер 4.4 кестеде көрсетілген.

Кесте 4.4 [4.4] — Рельсті жолдардың үстінде немесе маңында орналасқан А тобының конструкциясы үшін соққының горизонталды эквивалентті статикалық күштердің бағдарлы есептік белгісі

Конструктивті элемент пен жақын рельсті жол арасындағы арақашықтық d , м	Күш $F_{dx}^{a)}$, кН	Күш $F_{dy}^{a)}$, кН
Конструктивті элементтер $d < 3$ м	Нақты жоба аясында орнату қажет. Қосымша ақпарат — қараңыз қосымша Б [В]	Нақты жоба аясында орнату қажет. Қосымша ақпарат — қараңыз қосымша Б [В]
Бірыңғай қабырғалар және сондай конструкциялар: $3 \text{ м} \leq d \leq 5 \text{ м}$ $d > 5 \text{ м}$	4000 0	1500 0
^{a)} x — қозғалыс бағытында; y — қозғалыс бағытына перпендикуляр.		

4.5.1.4.2 [4.5.1.4(2)] Тіреу конструкциялары бірыңғай төлелер мен платформалармен қорғалған жағдайларда соққы күштерін төмендетуге рұқсат беріледі.

ЕСКЕРТУ Төмендету ережесін ұлттық қосымшада бекіткен жөн.

4.5.1.4.3 [4.5.1.4(3)] F_{dx} және F_{dy} күші рельс деңгейі үстіндегі биіктікте орнатылған болуы тиіс, 4.4. кестені қараңыз. F_{dx} және F_{dy} күшін есептеуде бөлек есепке алған жөн.

ЕСКЕРТУ F_{dx} және F_{dy} күшінің қосымша нүктесінің рельс деңгейінен биіктігін ұлттық қосымшада орнатқан жөн. Кеңес берілетін белгі 1,8 м.

4.5.1.4. [4.5.1.4(4)] Егер рельсті көліктің конструкцияның орналасу орнындағы максималды жылдамдығы 50 км/сағ аспаса, онда 4.4 кестеден күштер белгісі төмендеуге рұқсат етіледі.

ЕСКЕРТУ Төмендету ережесін ұлттық қосымшада бекітуге рұқсат беріледі. Кеңес берілетін төмендеу 50% құрайды. Қосымша ақпарат UIC 777-2 бюллетенінде бар.

4.5.1.4.5 [4.5.1.4(5)] Рельсті көліктің максималды рұқсат етілген жылдамдығында конструкцияның орналасу орнында 120 км/сағ жоғары F_{dx} және F_{dy} горизонталды эквивалентті статикалық күштердің есептік белгісі конструкция бүліну салдары бойынша

ССЗ тобына жататынын болжай отырып, қосымша ескертулік және (немесе) қорғаныс шаралары есебімен анықтайды, қараңыз 3.4 [(1)].

ЕСКЕРТУ — F_{dx} және F_{dy} белгісі қосымша ескертулік және (немесе) қорғаныс шаралары есебімен Ұлттық қосымшада немесе нақты жоба аясында орнатуға рұқсат беріледі.

4.5.1.5 [4.5.1.5] В тобының конструкциясы

4.5.1.5.1 [(1)] В конструкция тобы үшін арнайы талаптар қояды.

ЕСКЕРТУ — Талаптарды Ұлттық қосымшада көрсетуге немесе нақты жоба аясында анықтауға рұқсат етіледі. Әрбір талап тәуекелдікті бағалау нәтижелеріне негізделуі мүмкін. Ескереілетін факторлар және іске асырылатын шаралар туралы ақпарат В қосымшада көрсетілген.

4.5.2 [4.5.2] Тұйық рельсті жолдар сыртында орналасқан конструкциялар

4.5.2.1 [4.5.2(1)] Тұйық рельс жолының өткелін (мысалы, ақырғы станцияларда) егер конструкция немесе оның тіреуі тұйық рельсті жолдар сыртында болған уақытта EN 1990 сәйкес апатты есептік ситуация деп есептейді.

ЕСКЕРТУ Ескеру қажет тұйық рельс жол сыртындағы аймақты Ұлттық қосымшада немесе нақты жоба аясында көрсетуге рұқсат етіледі.

4.5.2.2 [4.5.2(2)] Тәуекелдікті шектеу бойынша шаралар тұйық рельсті жолдар аймағына таралмауы тиіс және оның өткел ықтималдығын қысқартуға тиіс.

4.5.2.3 [4.5.2(3)] Тіреуіш конструктивті элементтер тұйық рельсті жол сыртындағы аймақта орналаспауы тиіс.

4.5.2.4 [4.5.2(4)] Егер тіреуіш конструктивті элементтерді рельсті жолдың тұйығының маңына орналастыру қажет болса, буферлік тіреуден бөлек тұйықтық сыртындағы бөрене қорғаныс қабырғасын ескерген жөн. Қорғаныс қабырғасына соққының эквивалентті статикалық күшінің белгісін көрсеткен жөн.

ЕСКЕРТУ Арнайы шаралар және эквивалентті статикалық соққы күштерінің баламалы есептік белгілері Ұлттық қосымшада немесе нақты жоба аясында көрсетіледі. Қорғаныс қабырғасына соққыдан эквивалентті статикалық күштің кеңес берілетін белгісі $F_{dx} = 5000$ кН — жолаушы пойыздар үшін және $F_{dx} = 10\,000$ кН — жүк пойыздары үшін. Бұл күштерді горизонталды рельс деңгейінен 1,0 м биіктікте салуға кеңес беріледі.

4.6 [4.6] Кеме соққыларынан апатты ықпалдар

4.6.1 [4.6.1] Жалпы ережелер

4.6.1.1 [4.6.1(1)] Кеме соққыларының апат кезіндегі әсерлерді келесі шарттарды есебімен анықтау қажет:

- су жолының типі;
- су деңгейі және ағын шарты;

— кемеңің типі және су сыйымдылығы (шөгу), сонымен қатар оның соққылық сипаттамалары;

— конструкция типі және энергияның шашырауының сипаты.

4.6.1.2 [4.6.1(2)] Ішкі су жолдарындағы кеме типтері, оларды конструкциямен соқтығысу жағдайында ескерген жөн, СЕМТ жүйесі бойынша классификациялайды.

ЕСКЕРТУ СЕМТ классификация жүйесі В.3 [С.3] кестеде көрсетілген (қосымша В [С]).

4.6.1.3 [4.6.1(3)] Теңіз су жолдарындағы кемелердің соққы сипатын анықтаған жөн, оларды конструкциямен соқтығысу жағдайларында есептеуге алу қажет.

ЕСКЕРТУ 1 Теңіз су жолдарындағы кемелердің классификациясын ұлттық қосымшада бекітуге рұқсат етіледі. Мұндай кемелерге бағдарлық классификация В.4 кестеде [С.4] (қосымша В [С]) көрсетілген.

ЕСКЕРТУ 2 Кемелермен соқтығысуды ықтимал үлгілеу бойынша ақпарат қосымша Б [В] көрсетілген.

4.6.1.4 [4.6.1(4)] Кеме соққылары кезіндегі ықпалдардың есептік белгілерін анықтауда қосымша гидродинамикалық массаны ескерген жөн.

4.6.1.5 [4.6.1(5)] Соққы кезіндегі ықпалдарды екі өзара шектейтін жүктемелер түрінде ұсынған жөн:

— қарсы күш F_{dx} ;

— құрамдас F_{dy} қарсы күш, қарсы қарсы күшке F_{dx} перпендикуляр әрекет ететін, және үйкелме құраушы F_R, F_{dx} параллельді әрекет етуші.

4.6.1.6 [(6)] Жоба бойынша кеме соққыларын қабылдауы тиіс конструкциялар (мысалы, айлақ қабырғалар және айлақ бағаналар) ҚР ҚНЕН 1991 бөлігіндегі қолдану саласына жатпайды.

4.6.2 [4.6.2] Өзен көлігінің соққылары

4.6.2.1 [4.6.2(1)] Қажет болған жағдайда өзен кемелерінен қарсы және бүйір есептік динамикалық күштерді орнатады.

ЕСКЕРТУ Қарсы және бүйір динамикалық күштердің белгісін Ұлттық қосымшада немесе нақты жоба аясында көрсетуге рұқсат беріледі. Қосымша динамикалық масса әсерлері, сонымен қатар басқа массалы кемелер әсерін қоса алғанда кемелердің стандартты параметрлері және стандартты есептік ситуациялар қатары үшін бағдарлық белгілер В кестеде көрсетілген [С.3] (қосымша В [С]).

4.6.2.2 [4.6.2(2)] Бүйір соққы күшімен бір уақытта әрекет ететін соққы кезіндегі үйкеліс күшін F_R келесі формула бойынша анықтайды (4.1).

$$F_R = \mu F_{dy}, \quad (4.1)$$

онда μ — үйкеліс күші.

ЕСКЕРТУ Үйкеліс күшін μ ұлттық қосымшада көрсетуге рұқсат беріледі. Кеңес берілетін белгі $\mu = 0,4$.

4.6.2.3[(3)] Соққы күштерін белгілі бір биіктікте кеменің суға шөгуіне байланысты (жүкпен немесе жүксіз) су деңгейінің жүзуге барынша жарамдылығына қатысты ұстаған жөн соққы күшін bh салудың биіктігі мен ауданын анықтау қажет.

ЕСКЕРТУ 1 Соққы күшінің bh биіктігі мен ауданын Ұлттық қосымшада немесе нақты жоба аясында анықтауға рұқсат беріледі. Нақты мәліметтердің болмаған жағдайында күшті су деңгейінен 1,5 м биіктікте салуға рұқсат етіледі. Соққы күші bh қосымшасының ауданы бүйір соққы үшін $b = 1,0$ м және $h = 0,5$ м кезінде рұқсат етіледі.

Сонымен қатар b_{pier} — су жолындағы кедергінің ені, мысалы көпір тіреуінің ені.

ЕСКЕРТУ 2 Белгілі бір жағдайларда кеме тіреумен соқтығысу алдында табанынан немесе іргетасты блоктан көтерілетінін ескеру рұқсат етіледі.

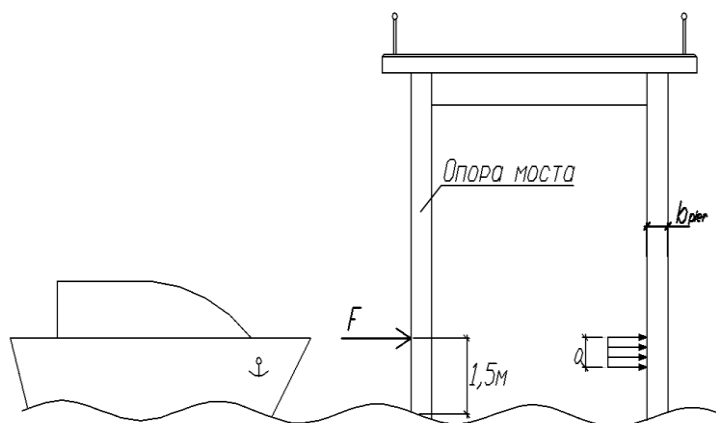
4.6.2.4 [4.6.2(4)] Қажет болған жағдайда көпірдің бой ара осіне перпендикуляр әрекет ететін кемемен соқтығысудан эквивалентті статикалық күшті қабылдауға көпірдің тақтайы есептейді.

ЕСКЕРТУ Эквивалентті статикалық күштің белгісін ұлттық қосымшада немесе нақты жоба аясында көрсетуге рұқсат беріледі. Бағдарлық белгі – 1 МН.

Мысал 3 (4.6.2)

Өзен қайығының көпір тіреуіне эквивалентті статикалық соққысының күшін анықтау

Бастапқы мәліметтер: I класс қайығы (класс СЕМТ¹), ұзындығы 40,0 м, масса 320,0 т².



Мысалы 3 (4.6.2) Көпір тіреуішіне өзен қайығы соққысының әсері

Өртүрлі топтағы өзен қайығының соққысы кезінде динамикалық (эквивалентті статикалық) күштің бағдарлық белгісі В.3[С.3] (қосымша В [С]) кестеде келтірілген.

¹European Conference of Ministers of Transport (Көлік министрінің Еуропалық конференциясы), 1992 ж. 19 маусымнан классификация бойынша кеңестер, ЕС Кеңесімен 1993 ж. 29 қазанда қабылданған.

²Масса m , т, ($1 \text{ т} = 1000 \text{ кг}$) кеме, жүк және жанармай конструкциясы массасынан тұратын кеменің жалпы суммасын есепке алады. Оны сонымен қатар тоннаж, су сыйымдылығы деп атайды.

Көрсетілген күш белгілері су жолдарының барлық тобы үшін күтілетін ситуацияны (жағдайды) және гидродинамикалық массаны есепке алатын зерттеулерге негізделеді.

Қарастырылып отырған жағдайға динамикалық күштің бағдарлық белгісі F_{dx} кН, (кеменің қозғалысы бойынша) және F_{dy} , кН (қозғалыс бағытына көлденең) 2000 және 1000 кН құрайды.

Қапталды соққы күшімен бір уақытта әрекет ететін F_{dy} соққы кезіндегі үйкеліс күші F_R , (4.1) $F_R = \mu F_{dy} = 0,4 \cdot 1000 = 400$ кН (40,0 т) формуласы бойынша анықталады.

Соққы күші қосымшасының биіктігі мен ауданын (нақты жобада нақтыланады) ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 және Ұлттық қосымшаға сәйкес қабылдайды: күш су деңгейінен 1,5 м биіктікте басылады; соққы күші қосымшасының ауданы $bh = b_{\text{pier}} \times 0,5$ м — қарсы соққы мен аудан үшін, $bh = 1,0 \times 0,5$ м — бүйір соққысы үшін.

онда b_{pier} — су жолындағы тосқауыл ені, мысалы көпір тіреуінің ені.

4.6.3 [4.6.3] Теңіз кемелерінің соққысы

4.6.3.1 [4.6.3(1)] Теңіз кемелерінің қарсы есептік эквивалентті статикалық соққы күштерін орнату қажет.

ЕСКЕРТУ Қарсы және бүйір динамикалық соққы күштерінің сандық белгісін ұлттық қосымшада немесе жеке жоба аясында көрсетуге рұқсат беріледі. Бағдарлы белгілер В.4 [С.4] (қосымша В [С]) кестеде көрсетілген. Бұл белгілердің интерполяциялауға рұқсат етіледі. Белгілер типтік теңіз жолдарына таралады, бұл аймақ маңында олардың азаюы рұқсат етіледі. Кіші кемелер үшін В.4 [С.4] (қосымша В [С.4]) сәйкес анықтауға рұқсат беріледі.

4.6.3.2 [4.6.3(2)] Қажет болған жағдайда соққыны тұмсық, артқы және бүйір жағымен қарастырған жөн. Тұмсық бөлігімен соққыны 30° максималды бұрыштық ауытқушылықпен негізгі қозғалыс бағытымен есепке алады.

4.6.3.3 [4.6.3(3)] Қаптал соққымен бір уақытта әрекет ететін үйкеліс күші F_R мына формуламен анықталады (4.2)

$$F_R = \mu F_{dy}, \quad (4.2)$$

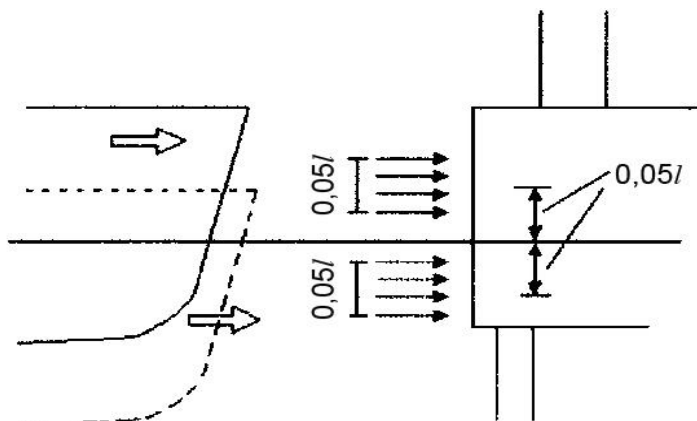
μ — үйкеліс коэффициенті.

ЕСКЕРТУ Үйкеліс коэффициентін μ ұлттық қосымшада көрсетуге рұқсат етіледі. Кеңес берілетін белгі $\mu = 0,4$.

4.6.3.4 [4.6.3(4)] Соққы күшін басатын жағдай және аудан құрылыстың геометриясына, кеменің өлшемі мен геометриясына (мысалы, дөңестердің болуы немесе болмауы), кеменің суға шөгуіне және тепе-теңдік ерекшеліктеріне, сонымен қатар су тасқындары мен судың қайтуына байланысты болады. Соққы нүктесінің жағдайы үшін вертикалды диапазонды кеме қозғалысының ең қолайсыз қозғалыстарынан шыға отырып, анықтайды.

ЕСКЕРТУ Соққы зонасын Ұлттық қосымшада бекітуге рұқсат етіледі. Соққы аумағын келесідей анықтауға кеңес беріледі: $0,05l$ биіктігіне, $0,1l$ еніне (l — кеме ұзындығы). Соққы

нүктесінің жағдайын 0,05l судың есептік деңгейінен төменнен 0,05l судың есептік деңгейінен жоғарыға дейінгі аралықта көрсеткен жөн (Сурет 4.4).



Сурет 4.4 [4.4] — Теңіз кемелері соққысының бағдарлы беті

4.6.3.5 [4.6.3(5)] Құрылыстың жоғарғы жағын кеменің түріне және құрылымның биіктігіне қарай тағайындайды. Ереже бойынша, ұшу көпірінің құрылымы кеме құрылымының биіктігімен шектеледі.

ЕСКЕРТУ 1 Қарқынды күш тек Ұлттық қосымшада немесе белгілі бір нақты жобада жіберіледі. Кеменің тұмсықтық бөлігінің соққандағы бағдарлы күші 5%-тен 10% құрайды.

ЕСКЕРТУ 2 Кеменің жоғарғы бөлігіндегі діңгегі соқтығысқанда ғана бағдар күші 1 МН құрайды.

4.7 [4.7] Тікұшақтар соқтығысының апат кезіндегі әсері

4.7.1 [4.7(1)] Тікұшақтар қонатын аумақтары бар ғимараттарда апат кезіндегі қону әсерін қарастыру қажет. Сатылас эквивалентті статистика күші $F_d(4.3)$ формуламен анықталады:

$$F_d = C\sqrt{m}, \quad (4.3)$$

онда $C = 3 \text{ кН} \cdot \text{кг}^{-0.5}$;

m — тікұшақтың массасы, кг.

4.7.2 [4.7(2)] Соққының күшін кез келген қонатын аумақта және қонатын аумақтың шекарасы 7 метрге дейінгі жерді қарастыру керек. Соққы күші $2 \times 2 \text{ м}$ аумақты құрауы қажет.

Мысалы 4 (4.7)

«Ансат» санитарлы тікұшағының соққы күшін Орталық медициналық апатты қону барысында анықтау (қонатын аумақта).

Бастапқы деректер:

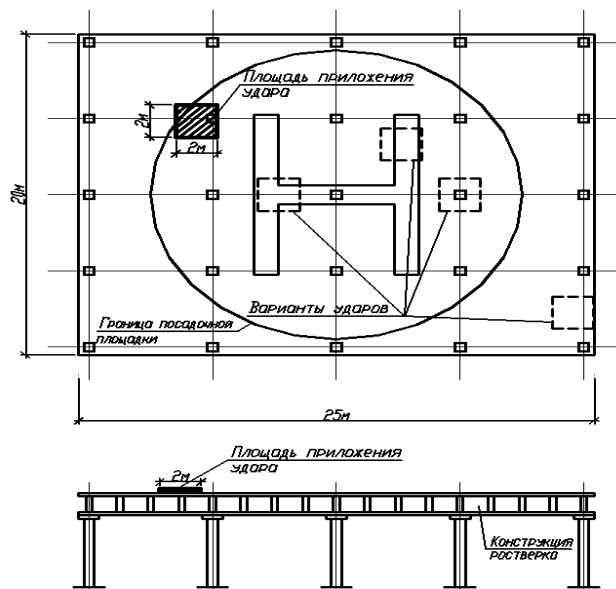
Тікұшақтың массасы (ұшу барсында), 3300 кг.

Апатты жағдайдағы аймақтың көлемі $(A+7,0 \text{ м}) \times (B+7,0 \text{ м})$, онда A және B — қонатын аумақтың көлемі.

$A=25,0$ м және $B=20,0$ м болған жағдайда, апатты қонатын аймақтың көлемі $32,0 \times 27,0$ м.

Соққы барысындағы салым $2,0 \times 2,0$ м.

Динамикалық коэффициент $C=3 \text{ кН} \cdot \text{кг}^{-0,5}$.



Мысалға 4 (4.7) Тікұшақтың апатты жағдайдағы соққы әсері

Шешімі

Мына формула бойынша (4.3) алатынымыз $F_d = C\sqrt{m} = 3\sqrt{3300} = 172 \text{ кН}$, қарқынды бөлу күшіне тең $f_d = 172/4 = 43,0 \text{ кН/м}^2$ ($4,3 \text{ т/м}^2$).

Қарастырып отырған апатты жүктеме жабын құрылымымен сәйкес болуы тиіс, сонымен қоса жоғарғы ростверк қашықтықтағы жүйе ретінде қарастылуы керек.

5 ІШКІ БӨЛМЕДЕГІ ЖАРЫЛЫСТАР

5.1 Терминдер, анықтамалар және мағыналары

5.1.1 Терминдер мен анықтамалар

Негізгі терминдер мен анықтамаларды келесі топтардан қарастырған жөн [1.5(1)]:

5.1.1.1[1.5.1] **Жану жылдамдығы** (burning velocity): Оттың алдындағы әлі жанбаған шаң, газ немесе будың жылдамдығына қатысты жалынның таралу жылдамдығы.

5.1.1.2[1.5.3] **Дефлаграция** (deflagration): Өзгеріссіз қалған ортадағы дыбыс жылдамдығынан бәсең аймақтың жану жылдамдығының таралуы.

5.1.1.3[1.5.4] **Детонация** (detonation): Өзгеріссіз қалған ортадағы дыбыс жылдамдығынан басым аймақтың жану жылдамдығының таралуы.

5.1.1.4[1.5.7] **Оттың өрістеу жылдамдығы** (flame speed): Қозғалыссыз бастапқы нүктеге қатысты от майданының таралу жылдамдығы.

5.1.1.5[1.5.8] **Жанудың шекарасы** (flammable limit): Жануды тарататын газ тәріздес тотықтандырғышы бар біртекті қоспадағы жанып жатқан материалдың минималды немесе максималды концентрациясы.

[1.5(1)] қабылданған терминдер мен анықтамаларға **толықтырулар мен өзгертулер**

5.1.1.6 **Қорғаныс конструкциясы, қысым түсіру құрылғысы** (venting panel): Дефлаграция кезінде дамидын қысымды төмендетудің алдын алатын бекітулі конструкциядағы [enclosure] (қабырға қоршаулар, жабын, төбе) шектеулі кедергісі бар құрылыстың конструктивті элементтеріне қысымды азайту мақсатындағы конструктивті емес элементтер ([1.5.17] пунктін қараңыз).

ЕСКЕРТУ Қорғаныс конструкциялары жеңіл лақтырылғыш, жеңіл қопартқыш және ашылып кеткіш болып келеді (5.3.4.2 пунктін қараңыз).

5.1.1.7 **Бекітулі конструкция** (enclosure): – Қоршаулардан пайда болған (қабырғалар, жабындар және т.с.с.) ішкі кеңістігі (қуыс) бар құрылыс; мысалы: ғимарат ішіндегі бөлме, сүрлем, бункер, сұйыққұйма және т.с.с.

5.1.1.8 **Жарылғыш қаупі бар қоспа**: Белгілі бір концентрация мен жарылысты тудыру көзі пайда болған уақытта жарылуға бейімді ауа қоспасы немесе жанғыш газды тотықтандырғыш, тезжанғыш сұйықтық булар, тұтанғыш тозаң немесе талшықтар.

5.1.1.9 **Тозаңның жарылғыш қаупі бар концентрациясы**: Мұндай концентрацияда бұлттағы жарықтың сіңірілуі және/немесе шашырау арақашықтығы шамамен 0,2 м-ді құрайды; мұндай бұлттар, ережеге сәйес, түссіз келеді, және бұлттағы тозаң концентрациясы адамға қауіпсіз.

5.1.1.10 **Апат сценарийі**: Жарылыстың адам, ғимарат, құрылыс және технологиялық жабдыққа қауіпті факторларының әсер етуінің белгілі бір аймағы бар оқиғалардың тізбектелу үлгісі.

5.1.2 Шартты және әріптік белгілер

5.1.2.1 Латын алфавитінің бас әріптері

Латын алфавитінің бас әріп белгілерін келесідей қарастырамыз [1.6(1)]:

K_G — бұлт газының дефлаграциялық индексі ;

K_{St} — бұлт тозаңының дефлаграция индексі;

5.1.2.2 Латын алфавитінің кіші әріптері

Латын алфавитінің кіші әріптерінің белгілерін келесі өзгертулер мен қоспалармен қарастыруға болады [1.6(1) сәйкес].

ЕСКЕРТУ Түпнұсқа мәтінінде EN 1991-1-7:2006 «1.6 Symbols» бөлімінде (және, міндетті түрде, в ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 1.6 бөлімінде «Бас және кіші әріп мағыналары») қысымды білдіретін белгілер ретінде бас әріптер қолданылған, бірақ ары қарай кіші әріптер қолданылған. Кейбір бөлімшелерде ҚР ҚН EN қысымды кіші әріптермен белгілеген, бұл жерде өзгертулер енгізілген.

p_{max} — максималды қысым, дефлаграция кезінде қолайлы қоспаға жету;

p_{red} – қысымның түсуі, бітеулі дефлаграция контрукциясы сақтандырушы конструкциясымен бірге жету (қысым түсіру құрылғысы);

p_{stat} – статистикалық қысым, қысымның бәсең болу кезінде сақтандыру конструкциясын қосады (қысым түсіру құрылғысы).

Толықтыру:

p_{ϕ} – толқындық қысу барысында дефлаграциялық жарылыс кезіндегі артық қысым;

Δp_{ϕ} – толқындық күш барысындағы детонациондық жарылыс кезіндегі артық қысым;

p_a – атмосфералық қысым;

$p_{red,max}$ – күтілетін максималды бітеу конструкция мен қорғаушы конструкция қысымы (қысымды түсіру құрылғысы);

p_{bem} – конструкция мықтылығына сәйкес қысым;

p_d – бөлменің ішіндегі эквивалентті статикалық номиналды табиғи газдың жарылысы;

p_0 – жарылыс кезіндегі шарықтау қысымы.

5.2 Қолданыс аймағы

5.2.1 Осы Оқулық аясында жарылыс деп шектеулі көлемдегі энергияның үлкен көлемін жылдам бөліп шығаратын заттектің физикалық немесе химиялық айналуының (газ, тозаң, бу ауа жарылыс қаупі бар қоспалар) қысқа уақыттық үрдісі аталады, ол жоғары температуралар мен жоғары артық қысыммен қосақталады (қараңыз пункт [5.2(1), ескерту 1]).

5.2.2 Бұл Оқулықта, ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 сияқты ([5.1(4)]пунктті қараңыз), жарылу көзі ғимарат немесе құрылыс ішінде орналасқан уақытта ішкі жарылыстар қарастырылады. .

ЕСКЕРТУ ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 үшін қолданылатын аудармада 5 бөлім «Ішкі бөлме жарылысы» деп аталады. Түпнұсқа мәтінінде EN 1991-1-7:2006 5 бөлім «Internal explosions» деп аталады, «Ішкі жарылыс» деген мағынаны білдіреді. Сол себепті ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 қолдану аймағы тек қана ғимарат емес, сонымен қатар барлық жарылыс болуы мүмкін аймақтарды қарастыру қажет (сүрлем, бункерлер, суқоймалар, т.б.).

5.2.3 [5.1(1)P] Ғимараттың барлық бөлімшелері салыну барысында және басқа құрылыстарда, газ жанатын немесе жарылғыш қаупі бар заттар, газдар немесе сұйықтықтар немесе газ сақтаулы тұрса (мысалы, химиялық сұйықтық сақтайтын жерлер, бункерлер, канализациялық жүйелер, газ орнатылған пәтерлер, темір жол және жол туннельдері) осының бәрі ескерілуі қажет.

5.2.4 Сонымен қатар тозаң мен ауа қоспасы арқылы жарылғыш қаупі бар зат түзіледі, сол себепті оны да қатаң түрде ескеру қажет (тозанды бұлттар).

Тозанды ауа қоспаның жарылыс қаупі бар концентрациясы бункерлер, құбырлар және т.б. арнайы жабдықтар ішіндегі сияқты да, жабдықтан тыс тозаң қалдықтарының копырауына да (еденде, құрылыстарда, қабырғаларда) жетуі мүмкін.

5.2.5 ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 сияқты бұл Оқулықта қарастырылмайды:

- жарылғыш заттар жарылғанда ([5.1(2)] пунктін қараңыз); яғни қатты, ұнтақ тәріздес, пластикалық және конденсировтық сұйық жарылғыш заттар, олардың ішінде тротил, аммонит, динамит және т.б.; жарылғыш заттар сақтайтын және өндіретін ғимараттар мен құрылыстар арнайы ережелер мен қағидаларға сәйкестендіріледі;

- сыртқы (сыртқы) жарылыстар, ғимараттың немесе құрылыстың сыртында болған жарылыстар;

- қысымға байланысты немесе қатты ыстық қызудың әсерінен болған жарылыстар;

- көп сатылы(екінші, каскадты) жарылыстар ([5.1(3)] пунктін қараңыз); мұндай жарылыс кезінде жарылыс басталғаннан соң жанғыш қоспа ойық арқылы екінші бөлмеге өтеді; екінші бөлмеде жану аумағының жылдам артуын тудыратын қоспаның қатты қопырауы өтеді, нәтижесінде, егер екінші бөлме атмосферамен байланыста болса, ондағы қысым біріншідегіге қарағанда 2-3 есе жоғары болады.

ЕСКЕРТУ Деректерде көп сатылы жарылыстардың әсері қарастырылмайды, бірақ жарылыс болудың азаюын қарастыратын жобалар бар (мысалы, бөлімше 5.3).

Кейбір бітеулі конструкцияларды қорғау анықтамалар EN 14491-де бар.

5.2.6 CC1 тобының құрылыс ғимараттарындағы (қараңыз [бөлім 3]) жарылыс эффектін жеке бөлім ретінде қарастыруға болмайды, конструкциялық элементтердің өзара арақатынасы ҚР ҚН EN 1992 – ҚР ҚН EN 1999 сәйкес болуы керек ([5.2(3)] пунктін қараңыз).

5.2.7 [5.2(4)] CC2 немесе CC3 тобының құрылыс ғимараттарының конструктивті элементтерді дұрыс жобалау, эквивалентті статистикалық үлгілерді жүктеу барысында есептеулі және конструктивті ережелерді сақтау қажет. Сонымен қатар, CC3 құрылыс тобына, ереже бойынша динамикалық есептеу қажет.

5.2.8 Құрамдағы арнайы конструктивті талап, тек жәй эксплуатациялық жүктеулерге шыдамды ғимараттар мен құрылыстарға ғана арналған, жарылыс жүктеулерді көтере алмауы мүмкін.

5.2.9 Бұл Оқулық ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 қатар, тек жалпы жарылыс болған жағдайдағы бабын табу және әдістерін шектеулі диапазонда есептеу. Алдын ала барлық жағдайды ескеріп, жарылыс жүктеулерін тексерту үшін арнайы газ немесе физика саласында жұмыс жасайтын мамандарды шақырту қажет.

5.3 Ықпалдарды анықтау

5.3.1 Жарылыс ықпалдар кешенін туғызады, олардың әрқайсысы қауіп төндіреді. Ықпалдар кешені механикалық ықпал тудырады, ол жылу бөлінумен тікелей байланысты.

Негізгі жарылыс тудыратын ықпалдар:

- а) максималды артық қысымның бөлінуі;
- б) ғимараттың бұзылған конструкциясы, коммуникациясы немесе ұсақ бөлшектері;
- в) қауіпті өрттің факторлары (ашық өрт және тұтану, токсикалық өрт өнімдері, түтін және т.б.);
- г) жарылыс кезінде пайда болған құбылыстар.

5.3.2 Бұл оқулықта, ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 сияқты жарылыстың басты әсері ретінде максималды артық қысым және солармен байланысты қысым түрлері (төмендетілген, статикалық және т.б.) қарастырылады.

Жарылыстың басқа факторлары (мысалы, 5.3.1, б, в, г пунктерінде көрсетілген) осы Оқулықта әсерлер ретінде қарастырылмайды. Алайда 5.4 бөлімшеде олардың кейбіреуі үшін олардың пайда болу немесе салдарын шектеу ықтималдылығын азайту үшін жобалау қағидалары бойынша кеңестер келтірілген.

5.3.3 Апатты жарылыстар дефлаграциялық және детонациялық болуы мүмкін.

5.3.3.1 Дефлаграциондық жарылыс (жану).

$p_{\text{ф}}$ қысым ақырындап қысылудың барысында тұтанудан жануға ауысады. Артық қысымның және күштің арқасында ең соңында от тәріздес температурасы ($1800 \div 2500^\circ\text{C}$) шар пайда болады.

Дефлаграциондық жарылыс қысу толқынын тудырады, ары қарай күш толқынына айналады.

Дефлаграциондық жарылыс жануы жартылай бітеу (ішкі жарылыс) жарылыс уақытында бірдей қысымда болады ([5.3(4)] пунктін қараңыз).

Дефлаграциондық басқа жарылыстарға қарағанда көп тараған апатты жарылыс болып табылады.

5.3.3.2 Детонациондық жарылыс атмосферада күштік және химиялық аймақтың жану дауыстың жылдамдығын, яғни дауысы жақын естіледі. Күштік толқынның атмосфера қысымының p_a дан $p_a + \Delta p_{\text{ф}}$ дейін көтеріледі, содан соң ақырындап азаяды.

Белгілі бір уақытта күштік толқын фазасына жетпес бұрын күшінен арылады, бірақ $0,3\Delta p_{\text{ф}}$ түспейді. Сонымен бірге, қысыммен бірге қатар ауаның толқын бағытына қарай қозғалысы байқалады (жылдамдылықтың қысымы). Ал сөнген сайын ауа бағыты қарама-қарсы бағытта байқалады.

Детонациондық жарылыс үлгісі конденсирлық жарылғыш заттар жарылысынан пайда болады (бұл жерде қарастырылмайды; пунктін 5.2.5 қараңыз).

5.3.4 Апат кезіндегі жарылыстардың әсерін анықтау барысында апаттың болу және жарылғыш қаупі бар сценариін болжау керек. Сонымен қатар дефлаграциядан детонационды жарылысқа өтуін талдау керек.

5.3.5 Дефлаграциондық жарылыс детонационды фазаға келесі жағдайларға байланысты:

а) ашық алаң жарылысында:

- егер детонация арнайы детонатор жарылыс арқылы жарылса (бұл жерде қарастырылмайды; 5.2.5 пунктін қараңыз);

- егер детонация газ сұйықтығы қоспасы немесе газбулық қоспасы арқылы жарылса;

б) туннельдерде, каналдарда, құбырлардағы және т.б.:

- егер туннельдің жабық шет жағында жанса, ал басқа бөлігі ашық немесе туннельдің өте ұзын болатын болса; тегіс қабырғалы туннельдерде (мысалы құбырларда) дефлаграция детонацияға туннельдің шамамен туннельдің 60 диаметрі арақашықтығына өтеді; туннельдер ішінде қопырауындардың әртүрлі гидравликалық кедергі түрінде

³ $\Delta p_{\text{ф}}$ белгісі детонациялық жарылыстар үшін қолданылады, дефлаграциялық жарылыстарға $p_{\text{ф}}$ қабылданған.

болғанда (кабельдер, дөңестер, торларды және т.б. төсеуге арналған конструкциялар) детонацияға өту 5-10 есе аз арақашықтықта өтеді.

Егер жарылыс туннельдің ашық жағынан болса, дефлаграциялық жарылыстың детонациялыққа өтуі жүрмейді.

5.3.6 [5.2(1), ескерту 1] ғимарат ішінде болған жарылыстың қысымы келесілерге байланысты:

- тозаң түрі, газ және будан;
- ауадағы тозаң, газ және будың пайызынан;
- ауаның, газдың және бу қоспасының бірқалыптылығынан;
- өрттің неден пайда болғанынан;
- ғимарат ішіндегі сақтық;
- қоршаулардың көлемі мен мықтылығынан;
- қысым түсіру клапан және ойықтарға байланысты.

5.3.7 [5.3(4)] Ғимарат ішінде болған жарылыс кезінде барлық қоршаулардың қысымы бірегей.

5.3.8 Қысымды анықтау үшін бірыңғайланған әдістер қолданылады (Қосымша Г, пунктін [5.2 (4), ескерту 1] қараңыз).

Г Қосымшасында келесі жарылыс түрлері ұсынылған (қараңыз. пункт [5.3(1), ескерту 1]):

- бункерлер мен суқоймаларда, ғимараттардағы тозаң жарылыстары;
- ғимараттардағы табиғи газ жарылыстары;
- автокөлік және теміржол туннельдеріндегі газ және булық жарылыстар.

Д қосымшасындағы аумақты сақтандыру конструкция және қысымды баламалы әдістермен қарастыру.

5.3.9 [5.2(4), ескерту 2] Жарылыстың әсері кезіндегі есептер бір немесе бірнеше аспектілерден тұрады:

- кедергілер мен қорғаныс құралдарының әсер ету есебімен жарылыс қысымын есептеу⁴;
- динамикалық бір бағытты емес конструктивті есептеу;
- болжамалы аспектілер және талдау;
- сақтандыру шарасының экономикалық оптимизациясы.

5.3.10 [5.2(1)] Жарылыс қысымын конструктивті емес элементтердің конструктивті элементтерге реакциясының берілуімен анықтау қажет.

5.3.11 Сақтандыру құрылғылардың әсерінен пайда болған реактивті күштердің және осы күштердің әрекет етуіне себеп болған деформация әсері.

Бұл жағдайда EN 14491 пайдалануға болады.

5.3.12 [5.2(2)] Бүкіл ғимарат ішіне әртүрлі ішкі бөлмелер немесе бөлмелер топтарында тозаң, газ немесе будың болуы жорамалын жасаған жөн. Желдеткіш әсерді, бөлменің немесе бөлмелер тобының әртүрлі геометриясын есепке алу қажет.

5.3.12.1 Бөлмеде жанғыш газдардың, тезжанғыш немесе жанғыш сұйықтықтардың айналуы кезінде, жанғыш заттек массасын анықтауда, егер ол шектік жорамалды жарылыс қаупі жоқ концентрациясын арттырудағы автоматты іске қосуы бар резервті

желдеткіштермен қамтамасыз етілсе, құрылғылардың ықтимал апат орнына тікелей жақын жердегі бөлмеден ауаны ығыстыру үшін орналасу жағдайында.

5.3.12.2 Бөлмедегі жанғыш газ бен будың концентрациясын қамтамасыз ететін, жарылыс қаупі жоқ концентрациядан аспайтын, апатты вентиляция үшін есептелген үнемі жұмыс жасайтын жалпы айырбастық вентиляцияны есепке алуға рұқсат беріледі. Көрсетілген жалпы айырбастық вентиляция негізгілердің автоматты түрде тоқтауынан тұратын резервті желдеткіштермен жабдықталған болуы тиіс.

5.3.13 Қорғаныс конструкциялардан тыс қысымды анықтау қажеттілігі болған жағдайда, EN 14491 ережесінде пайдалануға рұқсат беріледі.

5.4 Жобалау қағидаты

5.4.1 Жарылғыш қаупі бар ғимараттарды жобалау келесі бағытқа бағытталған жиынтықтардан тұрады:

- а) жарылысты болдырмау,
- б) жарылысты оқшалау,
- в) жарылудың қарқынды ықпалын төмендету,
- г) белгілі зақымдану ықпалын ұғыну.

б, в, г бөлімшелеріндегі іс-шаралар жарылудың әсері шектеулі іс-шараларға тікелей байланысты ([5.3(3)] пунктіне қараңыз).

5.4.2 Жарылысты болдырмау (жарылу туралы ескерту):

а) техникалық құрылғылардың дұрыс жағдайы мен қауіпсіздік ережелерді сақтауда, соған қоса:

- тәртіп пен тәртіптемеге сәйкес орындау;
 - жүйелі және сапалы алдын алулық жөндеу өткізу;
 - температураны белгілі арнасынан асырмауды қадағалау;
- б) ортаны от қаупінен сақтау:
- газ тәрізді және қатты флегматизаторлардың жануын қолдану;

ЕСКЕРТУ Қатты жанғыш флегматизаторлар ретінде жанғыш емес ұнтақтар қолдануы тиіс, ол жанғыш тозаңмен қосындысы ортақ қоспаны жанғыш емес жасайды.

Газ тәріздес флегматизаторлар ретінде азот, қос қышқыл көміртек немесе басқа инертті газдар қолданылады.

- ортаның температура өлшемі өлшемнен аспауын қадағалау;

- жанғыш заттың саны (концентрация) мөлшерінен аспауын қадағалау, олар: оттегі немесе басқа шаң тозаңды газды қышқылдандырғыш қоспалар;

в) өрт болдырмаудың көздері:

- статистикалық электрдің тоғын алып тастау;
- күш үйкелісін және ұшқынын болдырмау;
- аппараттардың шіріп ұшқындануын болдырмау (техника бойынша);
- қатты қызуды болдырмау;

- құрылғының жылуды шығармау барысында шаң тозаң қабырғаға жабысады (өзінен өзі жануға бейім шаң тозаңға арналған);

- химиялық пассивті үстін шаң-тозаңмен және құрылғымен пайдалану (құралмен);

г) газданулық пен дұрыс жұмыс істейтін вентилицидан апатқа қарсы қорғаныс құралдарының болуы, ол жарылыс қаупі бар бу мен газдың ықтимал шоғырлану аймағының пайда болуын шектейтін тиімді желдетуді қамтамасыз етеді.

5.4.3 жарылысты болдырмау арнайы іс-шаралармен қамтамасыз етіледі, олар жеке немесе жиынтық ретінде қолданылады ([5.3(3)] пунктін де қараңыз).

5.4.3.1 Негізгі жарылысты оқшаулау әдістері:

а) жарылғыш қаупі бар өндірісті жеке ғимараттарда немесе жеке арнайы конструктивті салынған ғимараттарда сақтау;

б) жарылғыш қаупі бар заттардың таралуына шектеу қою (қоспа), мысалы:

- апат кезіндегі сұйықтықтардың төгілуін шектеу;

- апатты желдеткішті қосу;

в) техникалардың дұрыс орналасуын қадағалау жарылғыш толқынның әсерін қадағалау (апатты жағдайдың болдырмаудың алдын алу үшін);

г) отты сөндіру заттарын қолдану және жарылысты белсенді тоқтата білу;

д) қоршауда тұрған құрылғыларды қолдана білу, «отты ұстап тура алатын» заттарды оты бар аймақта пайдалана білу.

5.4.3.2 Мүмкіндікке қарай, жарылғыш қаупі бар бөлмелер ғимараттың жоғарғы қабаттарында болуы ұсынылады.

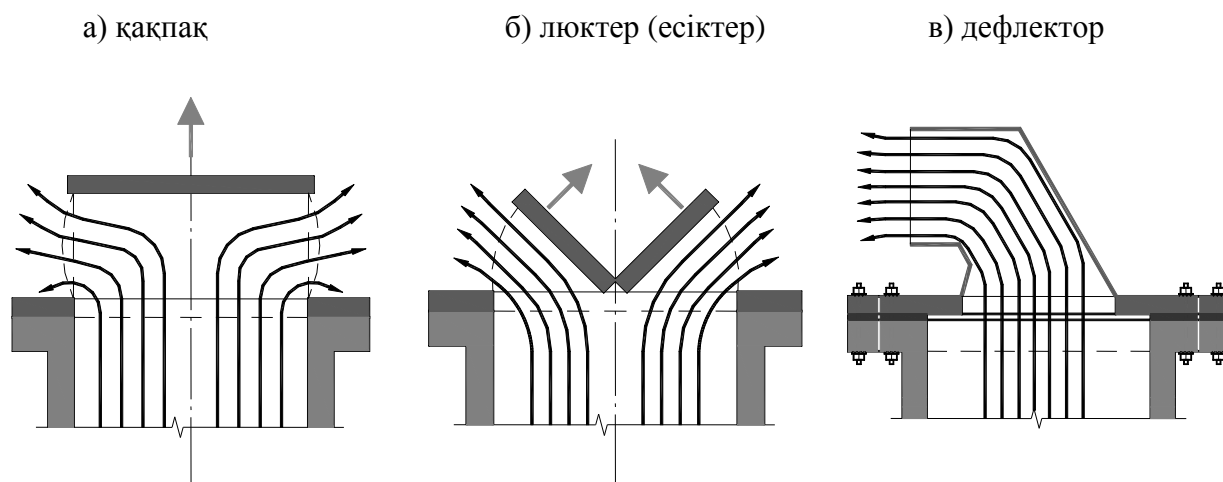
5.4.3.3 Көпсалалы жарылысты болдырмау үшін жарылғыш қаупі бар бөлмелер мен басқа бөлмелердің арасынан ойықтар жасауға болмайды. Егер ойық болған жағдайда оларды мықты есіктермен қорғау керек, екі жақтың есіктері ашық қалмауы тиіс.

5.4.4 Ішкі жарылыс кезінде қарқындылықты түсіру үшін жарылғыш қаупі жоғары бөлменің артық қысымын төмендету керек.

5.4.4.1 Артық қысымды түсіру үшін сақтандыру конструкциясы арқылы жүзеге асырылады (апатты қысымды төмендету құрылғысы).

5.4.4.2 Сақтандыру конструкциялары жарамсыздану қағидасы бойынша салаланады: олар тез жарамсыздануы мүмкін (есіктер, қабырға панелдері, және т.б.) тез бұзылуы мүмкін (терезелердің шытынауы, есіктердің босауы) және тез ашылғыштығы (терезелер, есіктер, сонымен қатар арнайы құрылғылар: клапандар, люктер, ауыздықтар, дефлекторлар және т.б.).

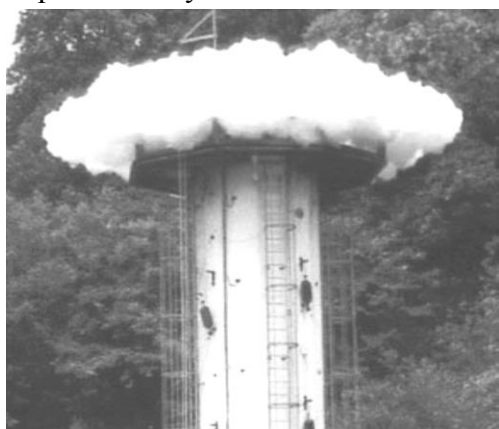
Кейбір апат кезіндегі қысымды төмендететін арнайы құрылғылар 5.1.Суретте көрсетілген.



Сурет 5.1

Апатты қысымның арнайы құрылғыда төмендетуі 5.2 сурет (қараңызтағыСурет 5.4)

а) сүрлемдегі люк (қақпақтың)
жарамсыздануы



а) дефлектордың сүрленуі



Сурет 5.2

5.4.4.3 Сақтау конструкциялары жылдамдық бойынша екіге бөлінеді (инерциондылығы бойынша): инерционды емес және инерционды. Инерционды емес сақтау конструкциясы ретінде: шыныланған ойықтар, терезе және есіктің ойықтық айналмалы элементтері және т.б. қолданылады. Инерционды сақтау конструкциясы ретінде: қабырғалы панельдер, жеңіл панельдер, белгілі қысымды жарамсыздандырғыш жобаланған арнайы элементтер.

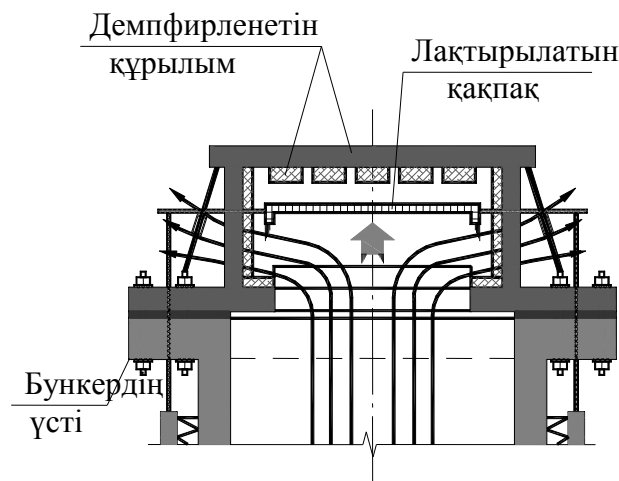
5.4.4.4 Қысымның түсу жүйесі, ереже бойынша, жасалудың минималды қысымына және аз инерциялыққа ие болуы керек ([5.3(6)] Пунктің қараңыз).

Бірақ осымен қатар, жүйенің жасалу кезінде қайнаған қоспалардың көп бөлігі ұшатынын ескеру қажет. Егер бұл айтарлықтай қауіп төндірсе, жүйені үлкен инерциялықпен қолдану қажет.

5.4.4.5 Қысымды қауіпсіз жағдайына дейін төмендететін жүйемен жабдықталған құрылыс пен ғимараттардың ұзындық өлшемдері 10-нан аспауы қажет.

5.4.4.6 [5.3(5)] Жарылыс кезінде жеңіл лақтырылатын элементтердің «снаряд» салдарын алдын-алу үшін оларды бекіту қажет.

Жеңіл ырғалатын қақпақты бекіту мысалы 5.3 суретінде көрсетілген.



5.3 Сурет

5.4.4.7 Егер салынып жатқан құрылыс сатысын қорғаныш ретінде жарылыс мөлшерін айтарлықтай қауіпсіз ету үшін әйнектеу қолданылса, жобалау кезінде мыналарды назарда ұстау қажет.

Әйнектеу ешқашан лезде бұзылмайды. Бұл келетін мөлшердің ұлғаюына байланысты орын алады. Бірінші кезекте, түрлі ақаулары бар әйнектер бұзылады. Аз ғана мөлшердегі қысымнан әйнектердің жарылыс аймағына жақынырақ орналасқан бөлігі ғана сынады.

Құрылысты жүргізушілерге тиімді қорғанысты қамтамасыз ету үшін әйнектердің үлкен көлемін пайдаланған жөн.

Ең төзімді қорғанысты біртекті және екі қатарлы әйнектер қамтамасыз етеді. Әйнектеудің бұзылуы ықтимал және ол Вейбуллдың бөліп жіктеуіне сай келеді.

Жобада адамдарға ұшқындайтын әйнектердің немесе басқа да құрылыс бөлшектерінің қауіптілігін ескеру қажет ([5.3(6), ескерту] қараңыз).

5.4.4.8 [5.3(5)] Қорғағыш құрылысты өртену мүмкіндігі бар, егер олар белгілі болса, аймақтарға жақын немесе қысымы жоғары аймақтарға орналастыру қажет. Олардың жарамсыздану адамдарға қауіп төндірмеу керек немесе басқа материалдардың жануына себеп болмауы керек.

5.4.4.9 Жүк түсіретін саңылаудан шығатын жарылыс салдарынан болатын жалынның шарпу мүмкіндігін (5.4., сонымен қатар 5.2 Суреттерді қараңыз) жобалау кезінде ескеру қажет. Олар қоршаған ортаға да, басқа жарылыс алу қаупі бар секторларға (аймақтарға) да әсер етпеуі тиіс [5.4(5) пункті]).

Сондықтан, қысымды лақтыру саңылауы максималды сатыда бос кеңістікке бағытталуы керек.

Жалын параметрін есептеу кезінде қорғаныш құрылысы шамасында EN 14491 жағдайын қолдануға рұқсат етіледі.



Сурет 5.4

5.4.5 Залалдың шамасына сәйкес есептік және құрылыс шараларымен қалпына келтіріледі.

5.4.5.1 Ішкі жарылыстың күшею мүмкіндігінің алдын-алу үшін құрылысты 2.1(4)Р ҚР ҚН EN 1990 Пунктіне сай мынадай үлгіде жасау керек ([5.3(1)Р] Пунктін қараңыз).

5.4.5.2 [5.3(2)] Егер барлық құрылыстың негізі болып келетін элементтеріне зақым келмесе есептеу кезінде құрылыстың шектеулі бөлімдерінің бұзылуына жол берілуі мүмкін.

5.4.5.3 [5.3(3)] Пунктінде көрсетілгендей, жарылыс салдарын азайту үшін құрылыс нысанын жарылыстың қысымдық шыңын есепке алу арқылы іске асыру қажет.

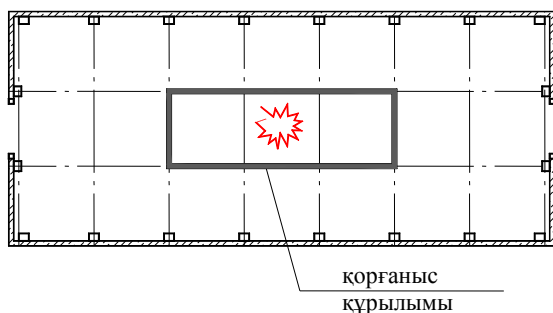
ЕСКЕРТУ Г [D] Қосымшасынан алынған әдіс бойынша қысымның ұлғаюына байланысты, қысымның үдемелі максималды 0,2 с ұзақтығына сәйкес, материалдың пластикалық күйін ескере отырып, қарастыру қажет.

5.4.5.4 Жүріп жатқан құрылыстың зақымдануын азайту үшін шаралар 5.4.1. Подпунктінің бөлімшесінде көрсетілген, оларды бірге қолдану ұсынылады.

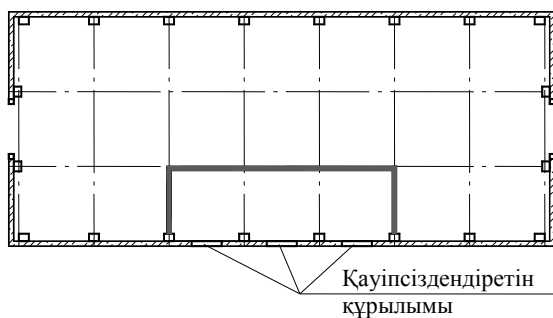
Мысал ретінде мекеменің көлемді-өлшемі алынуы мүмкін, олар 5.5 және 5.6 Суреттерде көрсетілген. Жоспарлық шешім мыналады қамтиды (5.5 Сурет):

- бөгеу құралдардың көмегімен жарылысты тұмшаулау, жалындап жатқан басқа аймақтарға жарылысты «таратпау» (5.5 а, б, в Сурет);
- ішкі жарылыс кезінде мекемедегі басы артық қысымды азайту арқылы жіті жарылыс әсерлерінің алдын-алу (5.5, б, в Сурет).

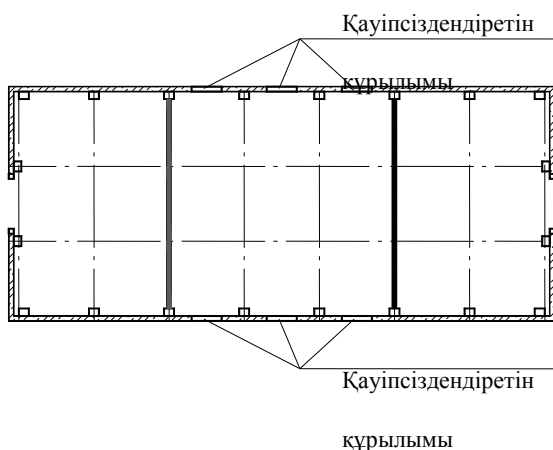
5.5 а Суретінде көрсетілгендей жарылыс қаупі бар мекеме жоғары қабатта орналасуы мүмкін, ал қорғаныс құрылымы бүркеу сатысында болуы мүмкін (5.6 Сурет).



а) қоршаған аумақты жарылу қаупі бар жердің залалынан қорғайтын жабық қорғаныс құрылысының жасалуы



б) қорғаныс құрылысы мекеменің ішкі бөлігін қорғайды, ал сыртқы қабырғаның бірінде алдын-ала қорғау құрылымы жасалады.

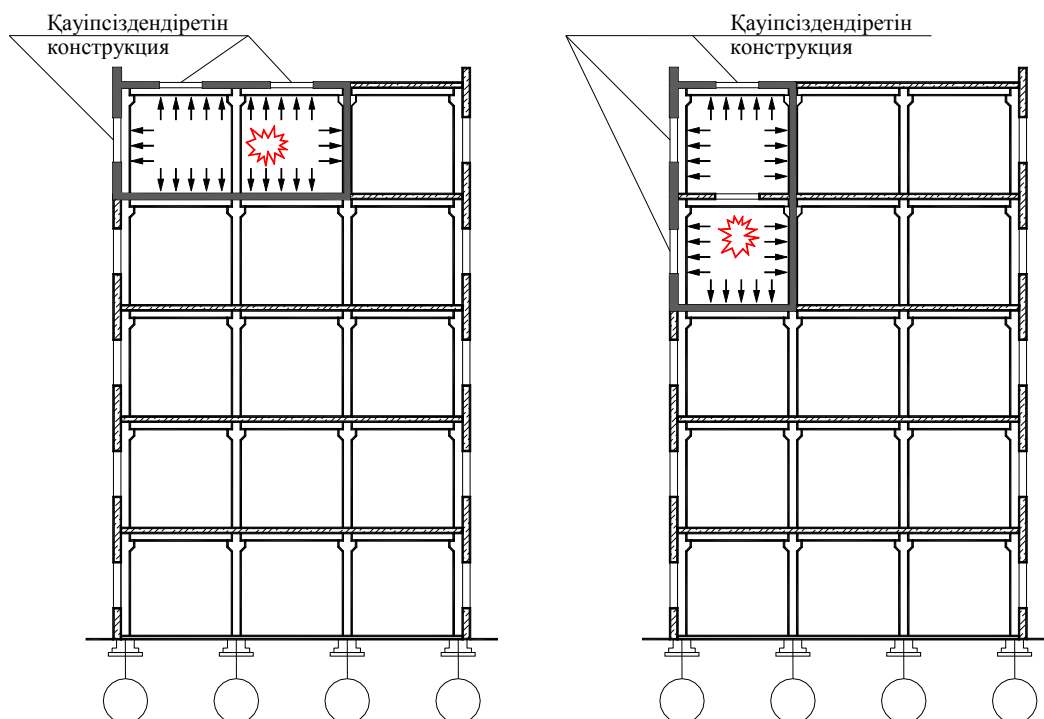


в) қорғаныс құрылысы мекеменің барлық енін алып жатыр; екі жақ сыртқы қабырғасында қорғаныс құрылымы орналасқан

Сурет 5.5

5.6 Суретінде көрсетілгендей мына жағдайлар ескеру қажет:

- тосқауыл қоятын құралдардың көмегімен жарылыстың алдын-алу және оның басқа аймақтарға таралуына бөгет болу;
- ішкі жарылыс кезіндегі қарқынды жарылыс әсерін мекемедегі басы артық қысымды жеңіл лақтырылатын және/немесе жеңіл бұзылатын алдын-ала қорғау құрылыстарын пайдалану арқылы төмендету
- жарылыс қаупі бар аймақтың жоғары қабатта орналасуына байланысты жарылыс салдарынан мекеменің түгел қопарылу қаупін төмендету.



Сурет 5.6

5.4.5.5 Салмақ түсіретін конструкцияның зақымдануын азайту үшін, қажетіне қарай, төмендегідей факторларды ескерген жөн.

а) [5.3(8)] Жарылыстың алғашқы сатысынан кейін басы артық қысыммен екінші сатысы орын алады, оның қысымы төменгі деңгейде болуы мүмкін. Қажетіне қарай мына деректі ескерген жөн.

ЕСКЕРТУ. Сарапшының кеңесіне жүгіну қажет.

б) Көлемді-жоспарлы мәселе және ірі габаритті құралдың орналасуы жарылыстың қарқынды жануына жол бермеуі қажет (немесе тіпті детонацияға 5.3. 5.6 Пунктін қараңыз).

в) Мекеменің пішіні және/немесе мүмкіндігі бар жарылыс толқынының таралуы мейлінше қарапайым болуы керек. Мекеменің ұзындық өлшемі бір-бірінен 5-тен артық ерекшеленбегені дұрыс.

5.5 Жүк салмақтың анықтамалық мысалдары

5.5.1 Жалпы ережелер

5.5.1.1 Осы бөлімшеде келтірілген мысалдар өзіндік анықтамалық сипатқа ие. Мысалдарда келтірілген кейбір мәселелер мен амалдар қолданыста ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 келтірілген тәсілдермен алмастырылуы мүмкін.

5.5.1.2 Есептік сызбада шынайы жағдайдағы құрылысты жеңілдетіп көрсетілген.

- бункер қабырғасының материалы – темірбетон; қауіпсіздендіру конструкцияларымен жабдықталған бункердің болжамды максималды төменгі қысымы $p_{red,max} = 12 \text{ кН/м}^2$;

- қауіпсіздендіру конструкциялары – статикалық күшейту қысымына ие жарма түрінде (EN 14797:2006, А Қосымшасын қараңыз), кем дегенде $p_{stat} = 10 \text{ кН/м}^2$; тиімділік коэффициентін 1 ге тең деп алу көзделген.

1 Шешім

(Г Қосымшасында көрсетілген әдіс бойынша)

5.5.2.5 Бункердің геометриялық параметрлерін анықтаймыз

- көлем

$$V = 8 \times 6 \times 6 + 1/3 \times 6 \times 6 \times 3 = 324 \text{ м}^3;$$

- биіктік

$$H = 8 + 3 = 11 \text{ м.}$$

ЕСКЕРТУ Биіктік ұғымы D Қосымшасында анықталмаған. Бұл жерде шұңқырды есептегендегі жалпы биіктік алынған. (мысалы, NFPA 68:2007 қараңыз).

- диаметрі

$$D = a = b = 6,0 \text{ м.}$$

ЕСКЕРТУ Бункерлер үшін диаметр ұғымы тікбұрышты қимасымен [D Қосымшасында] анықталмаған. Бұл жерде мына гидравликалық формуламен көрсетілген $D = 4 \times A / P$, бұл жерде A – қию аумағы, P – периметрі.

5.5.2.6 Бункерде сақтаулы материалдардың параметрлерін белгілейміз:

- шаң-тозаңның максималды қысымын p_{max} Г.1 кестесі бойынша 900 кН/м^2 ге тең деп аламыз.

- шаң-тозаң бұлтының дефлаграциялық индексін K_{St} Г.1 кестесі бойынша $12000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с}$ тең деп аламыз.

5.5.2.7 [D.1(2)] да көрсетілгендей тежеулерді тексереміз:

а) $0,1 \text{ м}^3 < V = 324 \text{ м}^3 < 10\,000 \text{ м}^3$; тежеу орындалуда;

б) $H / D = 11 / 6 = 1,83 < 2$; тежеу орындалуда;

в) $p_{stat} = 10 \text{ кН/м}^2 < 100 \text{ кН/м}^2$; тежеу орындалуда;

г) $10 \text{ кН/м}^2 < p_{red,max} = 12 \text{ кН/м}^2 < 200 \text{ кН/м}^2$; тежеу орындалуда;

д) $500 \text{ кН/м}^2 < p_{max} = 900 \text{ кН/м}^2 < 1000 \text{ кН/м}^2$

$1000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с} < K_{St} = 12000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с} < 30000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с}$; жағдайында тежеу орындалуда.

[Формула (D.1) формуласы] қолданылуы мүмкін.

5.5.2.8 Қауіпсіздендіру конструкциясының талап етілген ауданын есептейміз.

$$A = (4,485 \times 10^{-8} \times p_{max} \times K_{St} \times p_{red,max}^{-0,569} + 0,027 \times (p_{stat} - 10) \times p_{red,max}^{-0,5}) \times V^{0,753}$$

Мәнін қоя отырып, мынаған қол жеткіземіз

$$A = (4,485 \times 10^{-8} \times 900 \times 12000 \times 12^{-0,569} + 0,027 \times (10 - 10) \times 12^{-0,5}) \times 324^{0,753} = 9,15 \text{ м}^2.$$

2 Шешім

(Д Қосымшасында көрсетілген баламалы әдістеме бойынша)

5.5.2.9 Бункердің геометриялық параметрлерін анықтаймыз (Д.1.2.2 қараңыз):

- жалынның максималды жолы $H = 8 + 3/3 = 9 \text{ м}$.

- көлемі

$$V_{\text{eff}} = 8 \times 6 \times 6 + 1/3 \times 6 \times 6 \times 3/3 = 300 \text{ м}^3;$$

- тиімді көлемі

$$A_{\text{eff}} = V_{\text{eff}} / H = 300/9 = 33,3 \text{ м}^2;$$

- тиімді диаметрі

$$D_{\text{eff}} = (A_{\text{eff}})^{0,5} = 5,77 \text{ м};$$

- қатынасы

$$L/D = H / D_{\text{eff}} = 9 / 5,77 = 1,56.$$

5.5.2.10 Бункерде сақтаулы материалдың параметрін белгілейміз:

- шаң-тозаңның максималды қысымын p_{max} 9 барға тең деп аламыз;

- шаң-тозаң бұлтының дефлаграциялық индексін K_{St} 120 бар • м/с тең деп аламыз;

5.5.2.11 Д.1.2.1 көрсетілген шектеулерді тексереміз:

а) $0,1 \text{ м}^3 < V = 324 \text{ м}^3 < 10\,000 \text{ м}^3$; тежеу орындалуда;

ЕСКЕРТУ Бұл жерде жалпы көлем алынған $V = 8 \times 6 \times 6 + 1/3 \times 6 \times 6 \times 3 = 324 \text{ м}^3$;

б) $p_{\text{stat}} = 0,1 \text{ бар} < 1,0 \text{ бар}$; тежеу орындалуда;

в) $p_{\text{stat}} = 0,1 \text{ бар} < p_{\text{red,max}} = 0,12 \text{ бар} < 2,0 \text{ бар}$; тежеу орындалуда;

г) $5 \text{ бар} < p_{\text{max}} = 9 \text{ бар} < 10 \text{ бар}$

$10 \text{ бар} \cdot \text{м/с} < K_{\text{St}} = 120 \text{ бар} \cdot \text{м/с} < 30 \text{ бар} \cdot \text{м/с}$ жағдайында тежеу орындалуда;

д) шарт сақталуда;

е) $1 < L/D = 1,56 < 20$; тежеу орындалуда;

5.5.2.12 Қауіпсіздендіру конструкциясының талап етілген көлемін есептеп шығарамыз

Бұл жерге $p_{\text{red,max}} = 0,12 \text{ бар} < 1,5 \text{ бар}$ болғандықтан, (Д.1)–(Д.4) формуласын қолданған жөн.

Табатынымыз

$$\begin{aligned} B &= (3,264 \times 10^{-5} \times p_{\text{max}} \times K_{\text{St}} \times p_{\text{red,max}}^{-0,569} + 0,27 \times (p_{\text{stat}} - 0,1) \times p_{\text{red,max}}^{-0,5}) \times V^{0,753} = \\ &= (3,264 \times 10^{-5} \times 9 \times 120 \times 0,12^{-0,569} + 0,27 \times (0,1 - 0,1) \times 0,12^{-0,5}) \times 324^{0,753} = 8,64 \text{ м}^2; \end{aligned}$$

$$C = (-4,305 \times \lg(p_{\text{red,max}}) + 0,758) = 4,72.$$

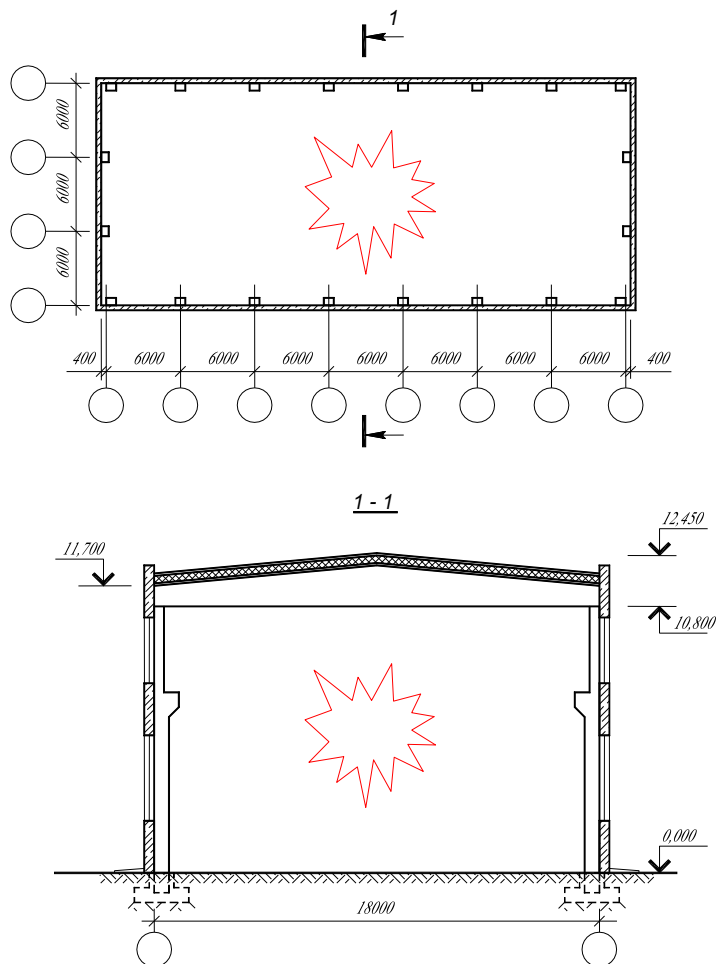
Мәнін (Д.1) ға қойы отырып, ие болатынымыз

$$A = B (1 + C \times \lg(L/D)) = 8,64 \times (1 + 4,72 \times \lg(1,56)) = 16,5 \text{ м}^2.$$

5.5.3 Мысал 2. Мекемедегі шаң-тозаңның жарылысы

Бастапқы мәні

5.5.3.1 5.5.3.1 Суретте көрсетілгендей мекемедегі қауіпсіздендіру конструкциясының аумағын анықтау керек



ЕСКЕРТУ Мекеменің жоспарында терезе және есіктің ойықтары көрсетілмеген. Қимада терезелік ойықтар шартты түрде көрсетілген (есептеу нәтижесі бойынша көрсетілуі керек).

Сурет 5.5.3.1

5.5.3.2 Мекеменің мақсаты — қалыпты ылғалды-температуралық жағдайдағы борпылдақ заттарды қайта жасап шығару.

Борпылдақ заттарды қайта жасау кезінде пайда болатын шаң-тозаң жарылысқа бейім болып келеді.

Материалдың сарапталған параметрлері мынаны көрсетеді:

- шаң-тозаңның жарылу кезіндегі максималды қысымы $p_{\max} = 650 \text{ кН/м}^2$;
- шаң-тозаң бұлтының дефлаграциялық индексі $K_{St} = 13000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с}$;

5.5.3.3 Конструктивті шешімдері:

Мекеме темірбетонды қаңқамен жобаланады.

Конструкцияның минималды есептік төзімділігіне сай келетін қысым (апат кезінде зақымданбай қалуы керек) $p_{\text{Вем}} = 15 \text{ кН/м}^2$.

Қауіпсіздендіретін конструкцияға статикалық күшейткіш $p_{\text{stat}} = 10 \text{ кН/м}^2$ дан көп емес қысым тән; тиімділік коэффициентін 1 ге тең деп алу көзделген.

Шешім 1

(Г Қосымшасында көрсетілген әдіс бойынша)

5.5.3.4 Ғимараттың геометриялық көлемін анықтаймыз

$$V = L_1 \times L_2 \times L_3 = 12,075 \times 18,0 \times 42,8 = 9302,6 \text{ м}^3,$$

Бұл жерде

$L_1 = h = 12,075 \text{ м}$ – ғимараттың орташаланған биіктігі,

$L_3 = 42,8 \text{ м}$ – ғимараттың максималды өлшемі.

5.5.3.5 Шектеуді [D.1(3)] көрсетілген бойынша тексереміз:

а) $0,1 \text{ м}^3 < V = 9302,6 \text{ м}^3 < 10\,000 \text{ м}^3$; шектеу орындалуда;

б) $L_3/D_E = 2,57 > 2$; шектеу орындалмайды; см. 5.5.3.6;

бұл жерде $D_E = 2 \times (L_1 \times L_2 / \pi)^{0,5} = 2 \times (12,075 \times 18 / \pi)^{0,5} = 16,63 \text{ м}$;

в) $p_{\text{stat}} = 10 \text{ кН/м}^2 < 100 \text{ кН/м}^2$; шектеу орындалады;

г) $10 \text{ кН/м}^2 < p_{\text{Вем}} = 15 \text{ кН/м}^2 < 200 \text{ кН/м}^2$; шектеу орындалады;

д) $500 \text{ кН/м}^2 < p_{\text{max}} = 650 \text{ кН/м}^2 < 1000 \text{ кН/м}^2$

мына жағдайда $1000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с} < K_{\text{St}} = 13000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с} < 30000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с}$;

шектеу орындалады;

5.5.3.6 [(D.2) формуласы] қолданылуы мүмкін, бірақ $L_3/D_E > 2$ болғандықтан, [Формулы (D.3)] формуласын пайдалану арқылы қауіпсіздендіру конструкциясы аумағының үлкеюін назарда ұстау керек.

5.5.3.7 [(D.2) формуласы] бойынша қауіпсіздендіру конструкциясының көлемін есептеп шығарамыз:

$$A = (4,485 \times 10^{-8} \times p_{\text{max}} \times K_{\text{St}} \times p_{\text{Вем}}^{-0,569} + 0,027 \times (p_{\text{stat}} - 10) \times p_{\text{Вем}}^{-0,5}) \times V^{0,753} = \\ = (4,485 \times 10^{-8} \times 650 \times 13000 \times 15^{-0,569} + 0,027 \times (10 - 10) \times 15^{-0,5}) \times 9302,6^{0,753} = 79,0 \text{ м}^2.$$

5.5.3.8 [(D.3)] формуласын қолдану арқылы қауіпсіздендіру конструкциясы аумағының кеңеюін табамыз:

$$\Delta A_H = A \times (-4,305 \times \lg(p_{\text{Вем}}) + 9,368) \times \lg(L_3/D_E) = \\ = 79,0 \times (-4,305 \times \lg(15) + 9,368) \times \lg(2,57) = 139,6 \text{ м}^2.$$

5.5.3.9 Қауіпсіздендіру конструкциясының жалпы талап етілген көлемі:

$$A = A + \Delta A_H = 79,0 + 139,6 = 218,6 \text{ м}^2.$$

Шешім 2

(Д Қосымшасында көрсетілген альтернативтік әдіс бойынша)

5.5.3.10 Д.1.3 есебі бойынша талап етілген параметрлерді анықтаймыз:

а) $p_{\text{red,max}} = 0,13 \text{ бар}$ (Шешім 1-дегі $p_{\text{Вем}} - \text{мен}$ салыстырғанда төмендеу);

б) $K_{\text{St}} = 130 \text{ бар} \cdot \text{м/с}$;

в) константа $C = 0,026 \text{ бар}^{0,5}$ $100 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \leq K_{\text{St}} \leq 200 \text{ бар} \cdot \text{м/с}$ үшін;

г) ғимараттың ішкі бетінің аумағы

$$A_s = 2 \times 12,075 \times (18 + 42,8) + 2 \times 18 \times 42,8 = 3009 \text{ м}^2;$$

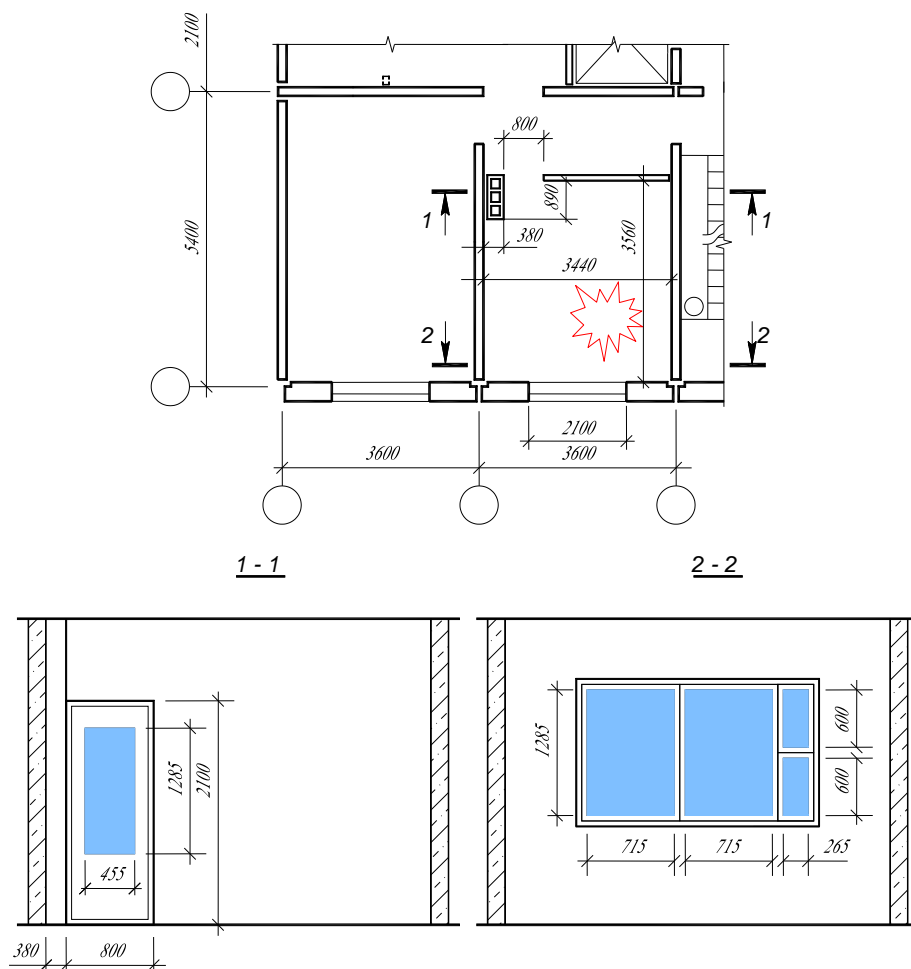
5.5.3.11 (Д.6) формуласы бойынша қауіпсіздік конструкциясының аумағын есептейміз:

$$A = C \times A_s \times (p_{\text{red,max}})^{-0,5} = 0,026 \times 3009 \times (0,13)^{-0,5} = 217 \text{ м}^2.$$

5.5.4 Мысал 3. Ірі панельді ғимараттың асүй аумағында орын алған газ жарылысы

Бастапқы мәні

5.5.4.1 5.5.4.1 Суретте көрсетілген табиғи газ апаты орын алған ғимараттың конструкциясына келген жүк салмақты есептеу қажет.



5.5.4.1 Сурет

5.5.4.2 Конструктивті шешім:

Ғимарат 158 конструкциялық топтама бойынша жасалған:

- көлденең қабырғалар – темірбетонды ірі панельді, 3,0 және 3,6 м өлшемде орналастырылған;
- ұзына бойғы қабырғалар – темірбетонды ірі панельді (екі сыртқы және екі ішкі), 5,4 + 2,1 + 5,4 м қадамдық өлшемде орналастырылған;
- жабыны – қалыңдығы 160 мм темірбетонды, көлденең және ұзына бойғы қабырғаға тірелген.

Шешім

5.5.4.3 Ғимараттың геометриялық көлемін анықтаймыз

$$V = 3,44 \times 3,56 \times 2,81 - 0,38 \times 0,89 = 34,07 \text{ м}^3.$$

5.5.4.4 Қауіпсіздендіру конструкциясы болып табылатын әйнектеу аумағын анықтаймыз (қысымды түсіретін жеңіл қиайтын құрылғылар).

$$A_v = 0,715 \times 1,285 \times 2 + 0,6 \times 0,265 \times 2 + 1,285 \times 0,455 = 2,74 \text{ м}^2.$$

5.5.4.5 Қысым баяу көбейген кезде қауіпсіздендіру конструкциясын (қысымды тастау құрылғысы) белсендіретін статикалы қысымды белгілейміз.

Г.1 кестесі бойынша $p_{\text{stat}} = 1,0 \text{ кН/м}^2$;

5.5.4.6 [D.2] көрсетілген шектеуді тексереміз:

а) $V = 34,07 \text{ м}^3 < 1000 \text{ м}^3$; шектеу орындалуда;

б) $0,05 < A_v / V = 2,74 / 34,07 = 0,08 < 0,15$; шектеу орындалуда.

5.5.4.7 Ғимараттың ішінде орын алатын табиғи газ апатының эквивалентті статикалы номиналды қысымын есептейміз:

а) [(D.2) формуласы] бойынша

$$p_d = 3 + p_{\text{stat}} = 3 + 1,0 = 4,0 \text{ кН/м}^2;$$

б) [(D.3) формуласы] бойынша

$$p_d = 3 + p_{\text{stat}}/2 + 0,04 / (A_v/V)^2 = 3 + 1,0/2 + 0,04 / 0,08^2 = 9,7 \text{ кН/м}^2.$$

Ақырғы мәнін анықтаймыз

$$p_d = 9,7 \text{ кН/м}^2.$$

5.5.5 Мысал 4. Туннельдегі детонационды жарылыс**Бастапқы мәні**

5.5.5.1 Автожол туннеліндегі детонационды жарылыстың қысымын жарылыстың өзегінен 25 м, 50 м, 100 м, 200 және 400 м қашықтықта есептеу қажет.

Шешім

5.5.5.2 Тапсырманың шешімін табу үшін Д (Г.7) [(D.7)] – (Г.9) [(D.9)] формуласын пайдалану қажет. Аталған формула сол уақыттағы импульс пішінін қысымның үлкеюіне қатысты анықтауға мүмкіндік береді.

5.5.5.3 Г.3.1 Пунктінде көрсетілген параметрлерді анықтаймыз:

$$p_0 = 2000 \text{ кН/м}^2;$$

$$c_1 = 1800 \text{ м/с};$$

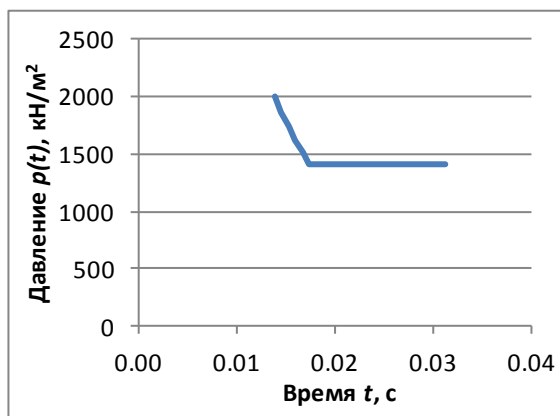
$$c_2 = 800 \text{ м/с};$$

$$t_0 = 0,01 \text{ с.}$$

5.5.5.4 (Г.7) [(D.7)] және (Г.8) [(D.8)] формулаларына шыққан нәтижені ала отырып, жарылыс өзегінен берілген қашықтықтағы x уақытқа сәйкес t қысымның төмендегідей ұлғаю тәуелділігін көреміз.

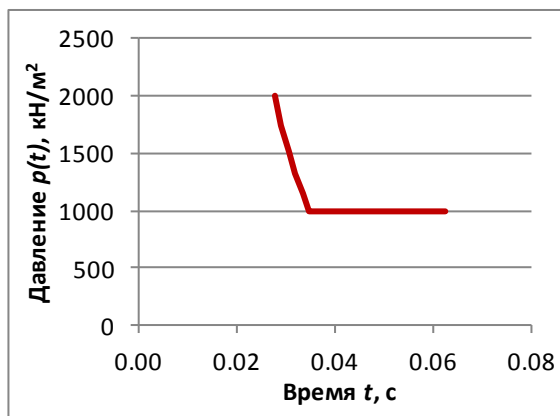
1) $x = 25 \text{ м}$ сәйкес

$t, \text{ с}$	$p(t), \text{ кН/м}^2$
0,0139	2000
0,0146	1866
0,0153	1741
0,0160	1624
0,0167	1515
0,0174	1413
0,0313	1413



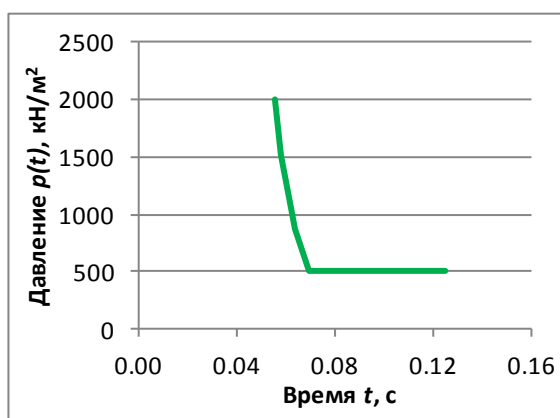
2) $x = 50 \text{ м}$ сәйкес

$t, \text{ с}$	$p(t), \text{ кН/м}^2$
0,0278	2000
0,0292	1741
0,0306	1515
0,0319	1318
0,0333	1148
0,0347	999
0,0625	999



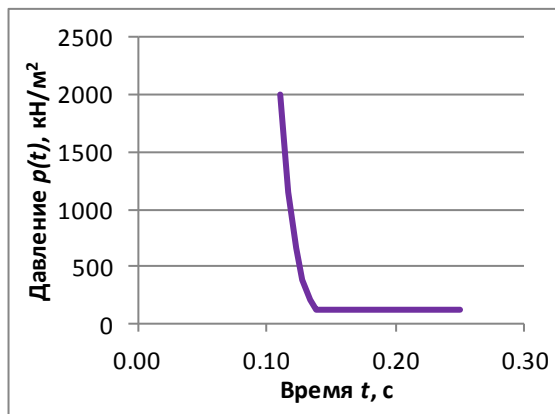
3) $x = 100 \text{ м}$ сәйкес

$t, \text{ с}$	$p(t), \text{ кН/м}^2$
0,0556	2000
0,0583	1515
0,0611	1148
0,0639	869
0,0667	658
0,0694	499
0,1250	499

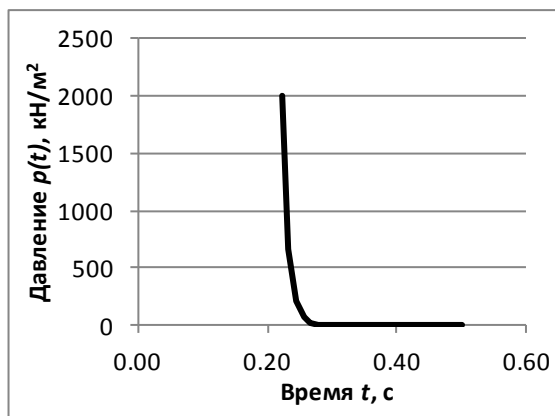


4) $x = 200$ м сәйкес

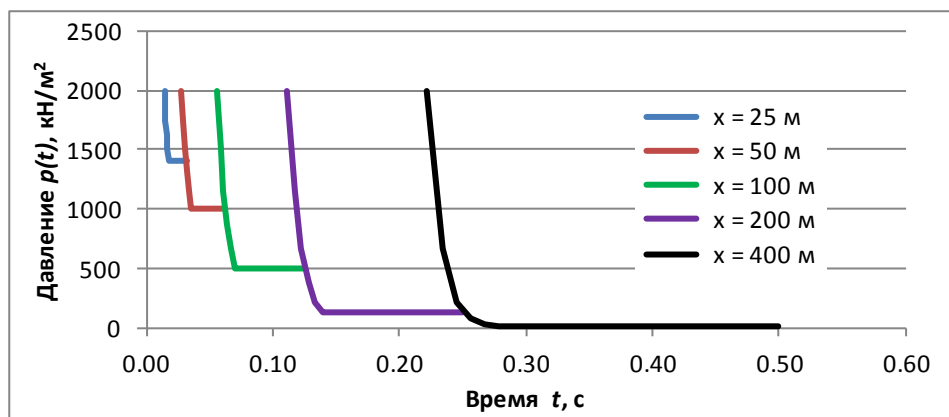
t, c	$p(t), кН/м^2$
0,1111	2000
0,1167	1148
0,1222	658
0,1278	378
0,1333	217
0,1389	124
0,2500	124

5) $x = 400$ м сәйкес

t, c	$p(t), кН/м^2$
0,2222	2000
0,2333	658
0,2444	217
0,2556	71
0,2667	23
0,2778	8
0,5000	8



5.5.5.5 Көрнекілік үшін 5.5.5.1-Суретте барлық графиктер бірдей масштабта көрсетілген.



Сурет 5.5.5.1

5.5.6 Мысал 5. Туннельдегі дефлаграционды жарылыс

Бастапқы мәні

5.5.6.1 Теміржол туннельіндегі дефлаграционды жарылыс кезіндегі қысымды анықтау қажет.

Шешім

5.5.6.2 Уақытқа байланысты қысым көлемі түрінде әсер ету күшінің формасын бағалауға мүмкіндік беретін формуламен есепті шешуге арналған (Г.10) [(D.10)].

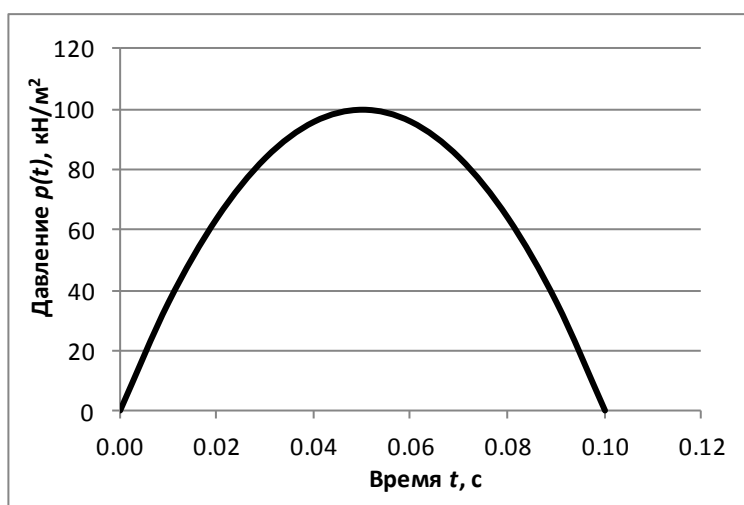
5.5.6.3 Г.3.2 Пунктінде көрсетілген параметрлерді белгілейміз:

$$p_0 = 100 \text{ кН/м}^2;$$

$$t_0 = 0,1 \text{ с.}$$

5.5.6.4 (Г.10) [(D.10)] формуласының мәнін таба отырып, туннелдің жалпы ішкі бетінің t уақытқа сәйкес төменде көрсетілгендей қысымның ұлғаю тәуелділігін $p(t)$ аламыз.

$t, \text{ с}$	$p(t), \text{ кН/м}^2$
0	0
0,01	36
0,02	64
0,03	84
0,04	96
0,05	100
0,06	96
0,07	84
0,08	64
0,09	36
0,1	0



Сурет 5.5.6.1

6 ҚАҒИДАЛАРДЫ ЕСЕПКЕ АЛА ОТЫРЫП ҮДЕМЕЛІ ОПЫРЫЛУДАН САҚТАЙТЫН ТҰРҒЫН ҮЙ ҒИМАРАТТАРЫНЫҢ ҚҰРЫЛЫМЫН ЖАСАУ

6.1 Негізгі ережелер

6.1.1 ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 концепциясына сәйкес бұзылу салдары бойынша ортаңғы және жоғары кластық тұрғын үй ғимараттары (А Қосымшасы, А.1 кестесі) құрылыс жүйесіне қарамастан апаттық жағдайларда құрылысты бұзатын үдемелі опырылудан сақтандырылуы керек. Бұлар ескерілмеген ғимаратты дұрыс пайдаланбау жағдайынан туындауы мүмкін (өрт, жарылыс, транспорттық құралдардың соғылуы, рұқсат етілмеген қайтадан жоспарлау жағдайлары).

Бұл талаптар апаттың әсерінен бір қабат көлемінде вертикалды элементтердің жергілікті бұзылуына жол берілетінін білдіреді, бірақ алғашқы бұзылулар құрылыстың

түгел опырылуына жол бермеуі керек. Өйткені апаттық әсерді ерте игерген элементтерге қысым тез таралады.

Жергілікті бұзылу жағдайындағы салынып жатқан ғимараттың есебі тек бірінші топтың көлемінде іске асады. Қатты емес деформацияның дамуы, конструкцияның ауыстырылуы және ондағы сызаттың пайда болуы қаралып жатқан төтенше жағдайда шектелмейді.

6.1.2 Тұрғын ғимаратының беріктігін үдемелі опырылудан сақтау үшін мына тиімді экономикалық жағдайлармен қамту керек:

- ғимараттың дұрыс құрылымды-жоспарлы мәселесін жасау кезінде мүмкіндігі бар апаттық жағдайды ескеру;
- конструкциялық мөлшерді есептеу;
- конструкция элементтерінің дамуын қамтамасыз ететін және олардың пластикалық деформацияда жанасуын есептеу;

6.1.3 Жергілікті (гипотетикалық) бұзылу ретінде ғимараттың бір қабат маңындағы вертикалды конструкцияның бұзылуын (жойылу) қарастыруға болады, мысалы, тұрғын ғимараттың тұтас жойылуы:

а) қиылысатын қабырғалардың қиылысқан тұсынан (нақтырақ, бөлменің ғимараттың бұрышынан бастап) әрбір қабырғаға жақын ойыққа дейінгі аймақ немесе келесі вертикалды басқа жаққа қараған қабырғамен қоса алғанда қабырғаға дейін (жалпы алғанда 7 м ден аспайтын);

б) жеке тұрған бағаналар;

в) ұзына бойғы қабырғалармен жалғасатын бағаналар

Ғимараттың үдемелі бұзылуға беріктігін бағалау үшін тек неғұрлым қауіпті есептік сызбаларды қолдануға рұқсат етілген. Типтік, техникалық және жерасты қабаттарының сонымен қатар шатырдың конструкциясының үдемелі бұзылудан қауіпсіздігін тексеру қажет.

6.1.4 Беріктігі және тұрақтылығы бойынша есеп қысым мен өзара әсердің үйлесімділігіне әсер етеді, сонымен қатар үздіксіз және ұзақ уақыттық қысымды болады, және ғимарат конструкциясының жергілікті гипотетикалық бұзылуына әсер етеді. Жергілікті бұзылу ғимараттың кез-келген аймағынан орын алуы мүмкін.

6.1.5 Үздіксіз және ұзақ уақыттағы жүк салмақ қуат пен осы қуат бойынша сенімділік коэффициенттерінің, бірлікке тең болатын, үйлесімі жазылған нормативтік құжаттарға сай қабылданады (немесе арнайы тапсырыс бойынша).

6.1.6 Конструктивті шешімнің типіне байланысты ғимараттың апаттық жағдайындағы есептік ахуалын анықтайды, бұл конструкция типі және материалы, жүйесі мен байланыс үйлесімі және т.б. бойынша ерекшеленеді.

6.1.7 Қабылданған осы классификациялық құрал Ресей Федерациясының МНИИТЭП, НИИЖБ, және т.б.): жобалық және ғылыми-зерттеу жүргізушілер жасап шығарған техникалық әдебиеттегі нормативтік және анықтамалық құжаттар негізінде пайда болды.

- Тұтас тұрғын ғимараттарды үдемелі бұзылудан сақтайтын кепілдеме 2005 МНИИТЭП, НИИЖБ, Ж Қосымшасы;

- Ірі панельді ғимараттардағы үдемелі бұзылудың алдын-алу бойынша кепілдеме, 1999 (МНИИТЭП және НИЦ СтаДиО, НИИЖБ), И Қосымшасы;
- Каркасты ғимараттарды төтенше жағдайлардан қорғау үшін кепілдеме, 2002 (МНИИТЭП и НИЦ СтаДиО), К Қосымшасы;
- Кірпішті қабырғадан жасалған ғимаратты төтенше жағдайларда қорғауға нұсқаулық, 2002 (МНИИТЭП и НИЦ СтаДиО), Л Қосымшасы.

6.2 Тұтас тұрғын ғимараттардың құрылысы және оны үдемелі бұзылудан сақтауды есептеу ерекшеліктері

Есептеу талаптары

6.2.1 Тұтас тұрғын ғимараттарын есептеу үшін кеңістіктегі есептік үлгіні пайдалану ұсынылады. Үлгіде қалыпты эксплуатациялық жағдайда салмақ түсірмейтін (мысалы, ілмелі сыртқы қабырғалық панельдер, балкондардың темірбетонды қоршау және т.б) ал жергілікті әсер ету кезінде конструктивті жүйенің элементтерін қайта бөлуде белсенді әрекет ететін элементтер есепке алынуы мүмкін.

Ғимараттың есептік үлгісінде жеке вертикалды конструктивті элементтердің 1.4 Пунктіне сәйкес жойылуы (бұзылуы) есепке алынуы қажет.

Бірнеше элементтердің бірінің жойылуы конструктивті сызбаны және бұзылатын жермен жалғасатын элементтерінің қызметін өзгертеді, сондықтан элементтер мен олардың байланыстарының беріктік сипатына мән беру қажет.

Ғимараттың есептік үлгісінде жергілікті бұзылу мүмкіндігін жеке алғандағы жағдай қарастырылуы қажет.

6.2.2 Егер кез-келген элемент $F \leq S$ (1) шартын орында, бұл жерде F және S өзара тең, статикалық есеп бойынша алынған конструктивті элементтің күші және оның 6.1.5 нұсқаулық бойынша алынған есептік қабілеттілігі сәйкес болса ғимараттың үдемелі жойылуға қарсы беріктігі қамтамасыз етіледі.

Беріктігі бойынша талапқа сай келмейтін конструкциялар, үдемелі бұзылуға қарсы күшейтілу керек, немесе басқа шаралар қолданылуы қажет.

6.2.3 Элементтердің маңындағы күшті анықтау кезінде (олардың қабілеттілігі) мынадай шараларды ескеру қажет:

а) конструктивті сызбадағы күштің ұзақ уақыт әсер ететін бөлігі 6.1.5 п. нұсқасында көрсетілген;

б) күштің түрі болып табылатын конструктивті сызбаны есептеу кезінде алынған қысқа уақыт әсер ететін күштің бөлігі – п. (а) есебінен алынған сол қысым, қуат бір элементтің бұзылуы (жойылуы).

6.2.4 Әрбір жергілікті бұзылуда төменде көрсетілген үдемелі бұзылудың механизмдерін қарастыру керек:

- үдемелі бұзылудың алғашқы механизмі жергілікті бұзылудың аймағында орналасқан бір мезеттегі барлық вертикалды конструкцияның жылжуымен сипатталады (немесе олардың жеке бөліктерінің);

- үдемелі бұзылудың екінші типінің механизмі жергілікті бұзылу аймағында орналасқан ғимараттың әрбір бөлігінің бір мезеттік өзінің орталығынан айналуымен сипатталады. Осындай жылжу осы конструкциялардың байланысын ғимараттың

бүлінбеген элементтерімен қоса жоюды талап етеді; жабыны бар вертикалды элементтердің байланысын бұзу;

- бұзылудың үшінші механизмі - бұл тікелей қираған вертикалды конструкцияда орналасқан және оған сүйенген жабын аймағының ғана бұзылған жағдайы емес;

- төртінші механизмінде қираған вертикалды элементте тек бір қабаттың конструкциясының ауысуын көрсетеді. Бұл жағдайда жабында орналасқан вертикалды конструкциялар жұлып алынады.

Егер қандай да бір есептік сызбада шарт (1) орындалмаса, конструктивті элементтердің арматураларын күшейту керек немесе оның орындалуына басқа шараларды қолдану қажет.

Конструктивті талаптар

6.2.5 Үдемелі бұзылудан тұтас тұрғын ғимараттарын қорғаудың негізгі құралы – есепке сәйкес конструктивті элементтердің беріктігін қамтамасыз ету; қолданылатын арматураның пластикалық икемділігін және конструкциялар арасындағы болат байланысты жақсарту (арматура ретіндегі байланыстыратын конструкциялар, кепілдемелі бөлшектерді және т.б.); салмақ түсірмейтін элементтердің кеңістіктегі қызметін қосу.

Үдемелі бұзылуға қарсы тұратын байланыстың тиімді қызметі оладың қызметінен ажырамауы, созылмалығы, бұзылмаған жағдайда деформациялануға жол берілмеген жағдайда ғана мүмкін болады. Көрсетілген байланыс талаптарын орындауды пластикалық жапырақ немесе арматуралы болат арқылы тексеріп, ал анкердің байланыс беріктігінің аққыштығына көп көңіл бөлінуі керек.

6.2.6 Ғимараттың үдемелі бұзылуынан сақтайтын тұтас конструкцияларды жинақ элементтерімен біріктіру кедір-бұдыр болып үлгіленуі керек, ал бірігудің пластикалық деформациясын қамтамасыз ететін элемент анағұрлым берік болуы керек.

Осы шартты орындау кезінде біріктірудің барлық элементтерін ескеру керек, ерекше пластикалықтан басқа, әрі кеткенде 1,5 есе пластикалық элементтің қабілетіне ие элементтен басқа, мысалы, кепілденген бөлшектер мен балқытылған қосылыстарды байланыстың өзімен салыстырғанда көп дегенде 1,5 есе көп етіп есептеу қажет. Пластикалық элементтер құрылғыларының жобалық орындалуын жіті бақылау қажет – оларды одан да мықты элементпен ауыстыруға рұқсат жоқ.

6.2.7 Горизонталды арматураның қиылысуының минималды ауданы (төменгі және жоғарғы арматуралар үшін жиынтық), бойлай және көлденең орналасқан темірбетонды жабын және бүркеу бетонды қию ауданынан 0,25% ден кем емес мөлшерді қамту керек.

Осыған байланысты аталған арматура үздіксіз болуы керек және темірбетонды конструкцияларды жобалау туралы нормативті құжаттарындағы талапқа сәйкес болуы керек.

6.2.8 Ілмелі сыртқы панельдердің бетон және темірбетонды горизонталды байланысы ғимараттың салмақ түсіретін элементтерімен қоса алғанда 1 м, қабатының биіктігі 3,0 м панелдің созылмалы күші ұзындығы 10 кН (1тс) ден және ұзындығы 1 м, қабатының биіктігі 3,5 м, 12кН ден кем болмауы керек.

6.2.9 Бағананың, қабырғаның қабатаралық арматурасы 10 кН (1тс) дан кем емес созылмалы күшті осы бағана, қабырғаның жүк ауданындағы әрбір квадратты метрінде қабылдануы керек.

6.3 Үдемелі бұзылудан сақтау есебі бойынша ірі панелді ғимараттарды есептеу және конструкциялау ерекшеліктері

Есептік талаптар

6.3.1 Конструкцияның жергілікті бұзылуының әсері ғимараттың конструктивті жүйесінің үлгісі бірнеше нұсқада қаралады, олардың әрқайсысы апаттық жағдайға конструкцияның бұзылу мүмкіндігін көрсетеді.

Панельді тұрғын ғимараттарында жергілікті бұзылудың есептік сызбасы ретінде бір қабаттың (кез-келген) екі вертикалды (нақтырақ, ғимараттың бұрышынан бастап) қиысатын қабырғасынан бастап, жақын орналасқан әрбір қабырғаның ойығынан немесе келесі перпендикулярлы бағыттағы қабырғаның вертикалды түйіскен аймағының жойылуын қарастыру керек.

6.3.2 Үдемелі бұзылуға қарсы ғимараттың беріктігін бағалау кезінде бұзылудың неғұрлым қауіпті есептік сызбаларын қарастыру қажет:

- балкон мен лоджияға шығатын есік ойықтары әлсіз, сыртқы қабырғаларды да қамтитын жергілікті бұзылу (1 суреттегі 1, 2, 3 сызбалар, Ж Қосымшасы);
- ішкі қабырғалардың бұзылуын қоса алғандағы жергілікті бұзылу, есік ойықтарының (1 сурет, 2, 4, 5 сызбасы, Ж Қосымшасы) болуына байланысты басқа вертикалды конструкциялармен әлсіз байланысуы, аралық қиманы қайта жабуға байланысты (1 суреттегі 2, 4, 5 сызбасы, Ж Қосымшасын қараңыз) немесе жабын арқылы ішінара байланыстың болмауы (баспалдақ торына жалғасатын қабырғалар; 1 суреттегі 4 сызба, И Қосымшасы).

6.3.3 Панелді ғимараттың үдемелі бұзылуға қарсы тұрақтылығын есептеу үшін пластинкалар түріндегі кеңістіктегі үлгіні пайдалану ұсынылады (ойықтарымен немесе ойықтарысыз), олар өзара байланысады, ал беріктігі жағынан панельдер арасындағы баламалы байланыс есепке алынады (2а сурет, И Қосымшасы).

Осындай үлгіде қалыпты эксплуатациялық жағдайда салмақ түсірмейтін, ал жергілікті бұзылуда қысымды жіктеуге белсенді түрде қатысатын элементтерді қамту керек: сыртқы ілмелі панелдер, монтажды байланыстар және т.б. Ғимараттың үлгісі 6.3.1 п. конструкцияның жергілікті бұзылуын есептеу сызбасындағы нұсқаулық бойынша жасалуы керек.

6.3.4 Үдемелі бұзылуға қарсы тұрақтылық есебінің орнына ғимаратты 6 баллдық сейсмикалық әсерге байланысты, ҚНЖЕ ҚР 2.03-30-2006 (ҚНЖЕ II-7-81*) сай экстраполяция бойынша барлық коэффициенттерін қабылдай отырып, есептеу қарастырылады. Осындай есеп нәтижесі бойынша ҚНЖЕ 2.03.01-84* и ҚНЖЕ ҚР 2.03-30-2006 тораптары мен байланыстары жобалануы керек.

Конструктивті талап

6.3.5 Үдемелі бұзылудан ірі панелді ғимараттың барлық элементтерімен қоса қорғау қалыпты эксплуатациялық немесе монтажды қысым немесе конструктивті ұғым бойынша апаттық жергілікті бұзылудың мүмкіндігін ескере отырып жобалау қажет.

6.3.6 Үдемелі бұзылудан ірі панелді ғимараттарды сақтаудың тиімді шешімі үшін қалыпты эксплуатациялық және монтаждау кезіндегі барлық жобалау үшін байланыстың мына жүйесі тиімді:

- созылу мен қозғалыс кезінде дисктің қажетті беріктігін қамтамасыз ететін жабын плитасы арасындағы горизонталды бойлы және аралық байланыс;

- горизонталды қабырғалар мен созылмалы және қозғалмалы жабынның қажетті беріктігін қамтамасыз ететін бір қабырғалық пилонның қабырғалық панельдерінің вертикалды байланысы (қабатаралық);

- ілмелі қабырғалық панелдердің жел және температуралық әсерге төзімділігін қамтамасыз ететін сырқты ілмелі және жабын дисктерінің арасындағы горизонталды байланысы.

6.3.7 Үдемелі бұзылуға қарсы тұратын панелді ғимараттардың жиынтық элементтерін біріктіру біртекті болып жобаланбауы қажет, бұл жердегі пластикалық деформациялық жанасуды қамтамасыз ететін элемент анағұрлым мықты болуы керек.

6.3.8 Бөлім 6.3.6 п де барлық аталған байланыстардың қиылысуы эксплуатациялық, монтажды немесе апаттық әсер есебімен анықталуы керек, бірақ мына шамалардың созылымды әсерін қамтамасыз етуді талап етуін қадағалау керек:

- ғимарат жоспарының ұзыны бойынша созылған горизонталды байланысы, - ғимараттың 1 м еніне 15 кН (1,5 тс);

- ғимараттың еніне перпендикулярлы жалғасқан жабынның горизонталды байланысы үшін, және сонымен қатар шағын жоспарлы ғимараттың горизонталды байланысы үшін – ғимараттың 1 м ұзындығы үшін 10 кН (1,0 тс);

- бетонды және темірбетонды ілмелі сыртқы жабын дискісі бар панелдердің горизонталды байланысы үшін – қабырғаның 1 м ұзындығы үшін 10 кН (1 тс) ден кем емес;

- вертикалды қабатаралық байланыс үшін, бұл жерде оптималды конструктивті шешім панелдерді (көтерме ілмек, істіктер және т.б.) – көтермелеу үшін сәйкес келетін беріктіктен кем емес.

6.4 Каркасты тұрғын ғимараттардың үдемелі бұзылуға қарсы шамасын есептеу жәге конструкциялау ерекшеліктері

Есептік талаптары

6.4.1 Ғимараттың үдемелі қирауға қарсы төзімділігі тұрақты және уақытша ұзақ жүктемелерден, сонымен қатар ғимарат конструкцияларына гипотетикалық әсерлердің біреуінен тұратын жүктемелер мен әсерлердің ерекше үйлесімі есебімен тексеріледі.

6.4.2 Жүріп жатқан конструкцияға гипотетикалық әсері ғимараттың түрлі деңгейдегі, әрқайсысы апаттық жағдайға жеткізуі мүмкін, жергілікті қысымның негізінде есептеледі.

Келесі мынадай жергілікті әсерлерді қабылдау ұсынылады:

ғимараттың фундаментінің астындағы кез-келген жерінде орналасқан 6 м диаметрлі карстік ұңғыма;

жалпы ауданы 40м² ге дейін жететін жабынның зақымдануы;

тегіс емес негізгі шөгінді;

қарастырылып отырған элементтің бір қабаттың маңындағы вертикалды стерженді сырты үшін 3,5 т және қатпарлы сырты үшін 1м² горизанталды қысымы (қысымы бойынша сенімділік коэффициенті бірлікке тән).

6.4.3 Ғимараттың үдемеліқирауға төзімділігін есептеу үшін кеңістіктегі үлгіні пайдалану қажет.

Мұндай үлгі қалыпты эксплуатациялық жағдайларда күш түспейтін болып табылатын, ал жергілікті әсерлердің болуы жағдайында жүктемені қайта таратуға белсенді түрде қатысатын элементтерді ескеруі мүмкін. Ғимараттың үлгісі 6.4.2 пунктінде көрсетілген барлық жергілікті әсерлерге есептелінуі мүмкін.

Конструктивті талаптар

6.4.4. Каркасты тұрғын ғимараттарын үдемелі бұзылудан қорғаудың негізгі әдісі болып – бағалалардың, көлденең тосқауылдардың, диафрагмалардың, жабын дискісінің және конструкцияның түйіскен жерінің төзімділігін сақтық қорда сақтау саналады. Жабынның төзімділігін жасау, бағаналар мен көлденең тосқауылдардың, жабын мен каркас конструкцияларының арасындағы байланыс элементтерінің пластикалық жүйесін жақсарту, кеңістіктегі жүк түсірмейтін элементтер жүйесінің жұмысын тарту.

6.4.5 Қалыпты эксплуатациялау немесе монтажды қысым немесе конструктивті түсінік бойынша есепті жасайтын элементтердің жиынтықтарының байланысын мүмкіндігі бар жергілікті апаттық бұзылуларды есепке ала отырып жобалау қажет. Үдемелі бұзылудан ғимаратты тиімді қорғау мәселесін шешу үшін барлық жобалау және қалыпты эксплуатациялау, монтаждау талаптарын есептеу кезінде байланыстың мына жүйесін ескеру қажет:

- жабын плиталарының созылу және бұрылу кезіндегі төзімділігін қамтамасыз ететін горизанталды бойымен және көлденең байланысы (Сурет 2, К Қосымшасы);

- қабырғалық панелдердің жел және температуралық төзімділігін қамтамасыз ететін ілмелі сыртқы қабырғалар және жабын дисктерінің горизанталды байланысы.

6.4.6 Үдемелі қирауға қарсы тұратын байланыстардың тиімді қызметі олардың пластикалық қабілеті таусыла бастаған кезде жұмысынан ажырамай, салыстырмалы сызықтық деформацияланған кезде мүмкін болады, күш түсу қабілетінің таусылуынан кейін байланыс жұмыстан ажырамай, қираусыз салыстырмалы ірі сызықтық деформацияларға рұқсат беруі мүмкін болуы үшін.

Жиынтық элементтердің жанасуының пластикалық қабілетін қамтамасыз ету үшін олардың құрамында пластикалық жапырақ немесе арматуралы болаттың қоспасынан дайындалған арнайы пластикалық элементтер болуы қажет.

6.4.7. Жабын дискісіндегі байланыстардың қиылысуы (6.4.5 п. типтерінде көрсетілген) эксплуатациялық, монтажды немесе қаралып отырған апаттық әсер есебімен анықталуы керек, бірақ келесі маңыздылықтарды қабылдауда кем түспеуі керек:

- ғимарат жобасының ұзындығы бойынша жабынның горизонталды байланысы үшін – 1 м ғимараттың еніне 15 кН (1,5 тс);

- ғимарат жобасының ұзындығына перпендикулярлы жабында орналасқан горизонталды байланыс үшін, және сонымен қатар, тұтас жобасы бар ғимараттың горизонталды байланысы үшін – ғимараттың 1 м ұзындығына 10 кН (1,0 тс);

- сыртқы бетонды және темірбетонды ілмелі және жабын дискісінің горизонталды байланысы үшін – қабырғаның 1 м ұзындығына 10 кН (1 тс)дан кем емес;

Байланыс арасындағы қашықтықты 3,6 м көп емес аралықты алу керек.

6.5 Кірпішті қабырғалы тұрғын ғимараттарын үдемелі бұзылудан қорғау үшін есептеу және конструкциялау ерекшеліктері

Есептеу талаптар

6.5.1 Үдемелі бұзылуға қарсы ғимараттың төзімділігін әрдайым және уақытылы салмаққа ие қысым мен әсердің байланысын, және сонымен қатар, конструкцияның жергілікті бұзылуына тиетін гипотетикалық әсерді есептеу арқылы анықтайды.

6.5.2 Конструкцияға келетін жергілікті бұзылудың әсері ғимараттың бірнеше есептік нұсқалары қаралуына байланысты анықталады, өйткені олардың әрқайсысы конструкцияның апаттық жағдайындағы мүмкін болатын жергілікті бұзылуына сәйкес келеді (1 Сурет, Л Қосымшасы).

6.5.3 Жергілікті бұзылу кезінде мына өлшемдерді пайдалу керек:

- ғимараттың астындағы 6 м диаметрлі карстық шұңқыр (карстық қауіпті аймақтарда);

- бір қабаттың екі қиылысатын қабырғасының келесі жақын орналасқан қабырғаның ойығына дейін немесе 3 м ден аспайтын келесі перпендикулярлы орналасқан қабырғаның қиылысының бұзылуы (жойылуы);

- сыртқы қабырғаның кез-келген аралық қабырғасының жойылуы;

- ені 3 м болатын қабырғаның кез-келген бөлігінің жойылуы;

- жалпы ауданы 40м² ге дейін баратын жиынтық немесе тұтас жабынның бүлінуі.

6.5.4 Үдемелі бұзылуға төзімділігін бағалау үшін бұзылудың неғұрлым қауіпті есептік сызбаларын қарастыру керек:

- сыртқы қабырғалардың бүлінуін, балконға және лоджияға шығатын әлсіреген есік ойықтарын қоса алғандағы жергілікті бұзылуы;

6.5.5 Жерасты бөлігі 6 баллдық сейсмикалық жағдайға төзімді келетін кірпішті ғимаратты (іргетасты топырағының категориясына байланысты емес) үдемелі бұзылуға төзімділігін есепке алмайды. Осыған байланысты [9] есепке сай қажетті экстраполяция бойынша сәйкес коэффициенттерді қабылдау қажет. Осы есептің нәтижесі бойынша [6, 8, 32] сәйкес тораптар мен байланыстар жобалануы керек.

Конструктивті талаптар

6.5.6 Есептеу бойынша қалыпты эксплуатациялық немесе монтажды жүктемелер не болмаса конструктивті есептер бойынша орнатылатын құрама элементтер арасындағы байланыстарды, жабын дискілерінде созылу мен жылжудың қосымша күшін тудыратын ықтимал жергілікті қираулардың есебімен жобалаған жөн.

6.5.7 Үдемелі қирауға кедергі болатын байланыстардың тиімді жұмысы олардың ақырғы жағдайдағы иілімділігін қамтамасыз етуде ғана мүмкін: күш түсу қабілеті таусылғаннан кейін байланыс жұмыстан шығып, қираусыз салыстырмалы түрде ірі сызықтық деформацияларға жол беруі қажет.

6.5.8 Ғимараттың прогрессивті дамуындағы қарсыласуының эффективтілік байланысы ғана емес, сонымен қатар басқада көптеген жұмыстарда жоғары дәрежесінде көріну.

Негізгі керекті заттар:

- жалғастырғыш қоспалар, бір жерден қозғалтқыш элементі ретінде қолданылған, мұндай қоспалар құрылыс ғимараттарында ұзағынан қолданылған;

- кілтек қоспалар, жеке кілтек тығыздылығы басқа темірлерге қарағанда 1,5 есе тығыз болған.

6.5.9 Барлық бірлескен байланыстар эксплуатациялы, монтажды немесе апаттық іс-әрекеттер негізінде анықталады.

- горизонталды байланыста, ұзыннан орналасқан қоршалған, биік ғимарат - 15 кН (1,5 тс) ғимарат қабырғасының қалыңдығы 1 м жуық.

- горизонтальді байланыста, ұзыннан орналасқан перпендикулярлы биік ғимарат, сонымен қатар горизонтальді байланысқа ғимаратта компактты байланыс жасау үшін - 10 кН (1,0 тс) ғимарат қабырғасының қалыңдығы 1 м тең.

Осы әрбір байланыс аралығын кем дегенде 3,6 м жуық жасау қажет.

А ҚОСЫМШАСЫ*(ақпараттық)***Ғимараттар конструкцияларын белгісіз себептер нәтижесінде олардың жергілікті құлау салдарын ескере отырып жобалау****А.1 Қолданылу саласы**

(1) Бұл А қосымшасы ғимараттарды жобалаудағы анықталмаған себептер нәтижесінде сәйкес емес толық қирау басталмай тұрып тізбекті құлауға жол беретін әдістер мен ережелерді қамтиды. Басқа да қолданылып жүрген әдістемелермен қатар бұл стратегия қирау салдары бойынша жіктелуіне байланысты (3.4 қараңыз) шектеулі зақымдануында немесе толық қирамаған құлауы кезіндегі ғимараттың сақталып қалуын қамтамасыз етеді.

А.2 Кіріспе

(1) ҚР ҚН ЕН нің бұл бөлімінің 3 тарауына сәйкес ғимараттың конструкцияларын жобалауда ғимарат та, оның көп бөліктерінің де тізбекті құлау орын алған жағдайда бүлінбеуін қамтамасыз ететіндей стратегия тиімді болып табылады. Осы стратегияны қолдану ғимараттың бірқатар теңдестірілмеген апаттың әсеріне шыдауға мүмкіндік беретін өміршеңдігін жеткілікті түрде қамтамасыз етуі тиіс.

(2) Ең қысқа уақыт дегеніміз апатты жағдай орын алысымен ғимарат төтеп бере алуға қажет, ғимарат ішінен және соған жақын маңдағы аумақтан адамдарды қауіпсіз жерге көшіруге және құтқаруға қажетті уақыт болып табылады. Қауіпті заттары бар құрылыстар, қоғамдық мәні бар және ұлт қауіпсіздігінде маңызды ғимараттар мен құрылыстар ұзағырақ мезгілді қажет етуі мүмкін.

А.3 Бүліну салдары бойынша ғимараттарға қолданылатын жіктемелер

(1) А1 кестесінде бүлінуі бойынша ғимараттар түрлерін топтау көрсетілген. Бұл топтауға 3.4(1) көрсетілгендей бүліну салдары бойынша төменгі, орта және жоғарғы топтарға топтамалау кіреді.

А.1 Кестесі. Бүлінуі бойынша топтарға жіктеу

Бөлінуі бойынша жіктемелер	Ғимараттардың түрлері және оларды қолдану ерекшеліктері
СС1 □ төменгі (1)	Биіктігі төрт қабаттан аспайтын, бір жанұяға арналған ғимарат. Ауылшаруашылық ғимараттары. Адамдар сирек қатынайтын, басқа ғимараттарға және адамдар жиі келетін аумақтарға дейінгі арақашықтығы осы ғимараттың биіктігінен 1,5 еседен кем емес ғимараттар.

А.1 Кестесі. Бүлінуі бойынша топтарға жіктеу (жалғасы)

Бөлінуі бойынша жіктемелер	Ғимараттардың түрлері және оларды қолдану ерекшеліктері
CC2 □ орта (2a) Қатері төмен топ	Бір жанұяға арналған бес қабатты ғимарат. Биіктігі төрт қабаттан аспайтын қонақүйлер. Төртқабаттан аспайтын көп пәтерлі және тұрғын үйлер. Төрт қабаттан аспайтын кеңселік ғимараттар. Үш қабаттан аспайтын өндірістік ғимараттар. Әр қабаттың көлемі 1000 м^2 болатын, үш қабаттан аспайтын сауда ғимараттары. Бір қабатты оқу мекемелерінің ғимараттары. Әр қабатының көлемі 2000 м^2 болатын, адамдар көп келетін екі қабаттан аспайтын ғимараттар.
CC2 □ орта (2b) Жоғарғы қатердегі топ	15 қабаттан аспайтын, бірақ төртқабаттан жоғары көп пәтерлі және басқа да үйлер мен қонақүйлер. Бірден көп, бірақ 15 қабаттан аспайтын, оқу мекемелерінің ғимараттары. Үштен көп, бірақ 15 қабаттан аспайтын сауда ғимараттары. Үш қабаттан аспайтын ауруханалар. Төрттен көп, бірақ 15 қабаттан аспайтын кеңселік ғимараттар. Адамдар көп келетін, әр қабаттың көлемі 2000-нан 5000 м^2 дейін болатын ғимараттар. Алты қабаттан аспайтын паркингтер.
CC3 □ жоғарғы (3)	Қабаттар саны мен әр қабаттың көлемі 2- топтағы анықталған мөлшерден асатын барлық ғимараттар. Біршама мол адамдардың келуіне рұқсат етілетін барлық ғимараттар. 5000- нан артық көрермендер сиятын стадиондар. Қауіпті заттар орналасқан және немесе технологиялық үдерістер жүргізілетін ғимараттар.

ЕСКЕРТУ 1 Егер ғимаратты пайдалануы бойынша бірнеше тұрпатқа жатқызуға болатын болса, онда бүлінуінің салдары бойынша оған жоғарырақ топты беру қажет.

ЕСКЕРТУ 2 Қабаттардың санын анықтау барысында астыңғы қабатты есепке алынбайды, егер олар 2b тобының (жоғарғы қатердегі топ) талаптарына сай келсе.

ЕСКЕРТУ 3 ҚР ҚН EN1991-1-7 бойынша жергілікті қираудың масштабтарын шектеудің жалпы қағидалары мен стратегияларын сақтауда (қирау салдары бойынша ғимарат тобы), қатерлерге талдау жүргізу қажеттілігі (жергілікті қирау есебін есептегенді қоса алғанда) нақты объект үшін ғимарат немесе құрылыстың жауапкершілігі категориясына байланысты техникалық тапсырмадағы жобалауда анықталады.

А.4 Ұсынылатын стратегиялар

(1) Келесі ұсынылатын стратегиялардың қолданылуы сәйкес емес толық қирау пайда болмаған жағдайда тізбекті қирауға төтеп бере алуына мүмкіндік беретін, ғимараттың сақталу дәрежесін жеткілікті қамтамсыз етеді.

а) Қирау салдары бойынша 1 топ ғимараттарына.

Егер ғимарат ҚР ҚН EN 1990-ға ҚР ҚН EN 1999-ға сәйкес қалыпты пайдаланылуға жағдайға сай құрастырылған және жобаланған болса, онда анықталмаған себептерден болатын әсерлердің қосымша есебі талап етілмейді.

б) Қирау салдары бойынша 2 а тобындағы ғимараттарға (төменгі қатердегі топ).

А.5.1. бойынша өзіне салмақ түсетін конструкцияларға арналған және А.5.2 бойынша салмақ түсетін қабырғалық конструкцияларға арналған, қирату салдары бойынша 1 топқа арналған ұсыныстар стратегиясына қосымша ретінде қабырғаларды тиімді ұстастыру немесе тиімді көлденең байланыстарды алдын ала ескеру қажет.

ЕСКЕРТУ 1 Тиімді ұстатып бекітуге коды қойылатын талаптарды белгілеу ұлттық қосымшада рұқсат етіледі.

в) Қирау салдары бойынша 2b тобындағы ғимараттарға (жоғарғы қатердегі топ).

Қирау салдары бойынша 1 топқа ұсынылған стратегияға қосымша, қажетті:

— А.5.1-анықталғандай — өзін өзі алып жүретіндер үшін және А.5.2-те — қабырғалық құрылымдар үшін (қара 1.5.11), А.6-ға сәйкес тік байланыстар құрылғыларымен бірге барлық тірек бағаналар мен қабырғалардағы көлденең байланыстар құрылғыларын орнатуды қамтамасыз ету немесе

— А.7-те анықталғандай бағананы ұстап тұратын әрбір тірек бағананы я бөренені немесе қабырғаны ұстап тұратын кез келген бөлікті шартты түрде жою кезінде ғимарат құрылымы жалпы өз орнықтылығын сақтап тұратынын және локальды бүліну белгілі бір шектен аспайтынына тексеріс жүргізу (әр этажда бір ретте бір-ақ элемент болуы керек).

Егер мұндай бағаналар мен бөліктерді шартты жою бүлінудің белгілі бір мөлшерінен асып кетсе, онда мұндай элементтерді басты элементтер ретінде есепке алу қажет (қара А.8).

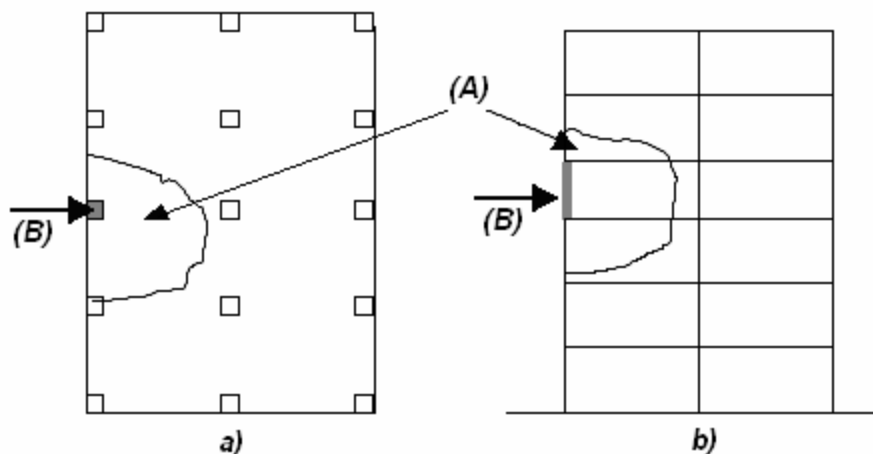
Салмақ түсетін қабырғалары бар ғимараттарда қабырғалық бөлікті, бір ретте бір бөлікті шартты түрде жою стратегиясы анағұрлым нәтижелі болады.

г) 3-қатардағы ғимараттар үшін қирау салдары бойынша.

Ғимарат болжауға болатын және болжауға болмайтын қатерлерді есепке алатын жүйелі қауіп-қатерлерді бағалауды қажет етеді.

ЕСКЕРТУ 2 Қауіп-қатерлерді сараптау бойынша нұсқаулықтар Б [В] Қосымшасында орналасқан.

ЕСКЕРТУ 3 Ғимараттың әр түрі үшін мүмкін болатын локальды қираудың шегі әр түрлі болуы мүмкін. Ұсынылған мән болып жабын ауданының 15 % саналады, алайда әрбір екі іргелес қабаттың 100 м² емес болуы керек (А.1-сурет).



(А) — локальды қирау әрбір екі іргелес қабаттағы жабын ауданының 15%-ынан аспауы қажет;

(В) — шартты түрде жойылатын бағана.

Сурет А.1 — Жергілікті бүліну кезіндегі ұсынылатын мәндер:

а — қабаттың жоспары; b — қима

А.5 Көлденең байланыстар

А.5.1 Жиіктемелі құрылымдар

(1) Бағаналар мен қабырғаларды ғимарат құрылымдарымен берік байланыстыру үшін әр этажаларлық жабынның периметрі бойынша және жабын деңгейінде екі перпендикулярлы бағытта жабын жазықтығымен көлденең байланыстар орнатуды қамтамасыз ету қажет. Байланыстар үздіксіз болуы қажет және мүмкіндігінше жабын шетіне жақын әрі тіректер мен қабырғалар осі бойынша өтуі қажет. Байланыстың ең аз дегенде 30 %-ы бағаналар мен қабырғалардың остік сызығына тікелей жақын орналасуы қажет.

ЕСКЕРТУ А.2-суреттегі мысалға қараңыз.

(2) Көлденең байланыстар болат прокатынан, бетон тақталардағы болат темір арқаудан немесе темір арқаулы тор мен болатбетонды жабындардағы (басқа бөренелермен берік байланыстарда) профильді болат табағынан орындалуы мүмкін. Байланыстар осы элементтердің қосындысынан да тұруы мүмкін.

(3) Үздіксіз байланыстардың әрқайсысын, оның ішінде ақырғы байланыстарды да ерекше соңғы жағдай үшін ішкі байланыстар жағдайында T_i есепті созылдырғыш күш салуға және периметр бойынша байланыстар жағдайында T_p -ді есепке алу қажет. Созылғыш күш салулар келесі мәндерге ие болады:

Мәндердің көбі анықтауыш болып табылатын ішкі байланыстар үшін:

$$T_i = 0,8 \cdot (g_k + \psi q_k) \cdot sL \text{ или } 75 \text{ кН}, \quad (\text{А.1})$$

Мәндердің көбі анықтауыш болып табылатын периметр бойынша байланыстар үшін:

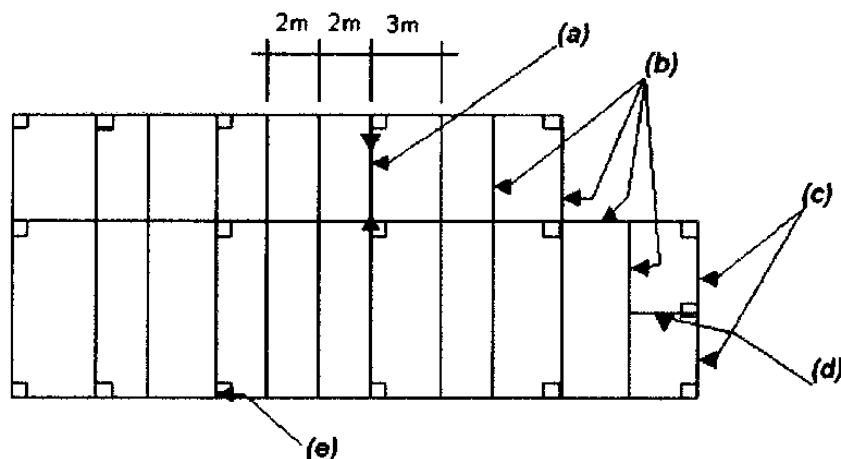
$$T_p = 0,4 \cdot (g_k + \psi q_k) \cdot sL \text{ или } 75 \text{ кН, (А.2)}$$

мұнда s — байланыстар арасындағы қадам;

L — байланыстар бойы;

ψ — есепті апатты жағдайларда септігін тигізу үшін жеке коэффициент (яғни EN 1990, (6.11b) формуласы бойынша ψ_1 немесе ψ_2)

ЕСКЕРТУ — А.2-суреттегі мысалға қараңыз.



(a) — ішкі байланыстар ретінде бойы 6 м болатын бөрене;

(b) — байланыстар ретінде жобаланған барлық бөренелер;

(c) — периметр бойынша байланыстар;

(d) — бағанағы орнатылған байланыс;

(e) — шеткі бағана

А.2-сурет - Ағаш дуалдан жасалған алты қабатты сауда ғимаратындағы көлденең байланыстарды орналастыру мысалы

МЫСАЛ. Келесі әсер ету сипаттамаларын (мәселен, ғимараттың болат ағаш дуалы үшін) болжай отырып 6 метрлік бөренедегі T_i апатты созылғыш күш салуды шамалау (қара А.2-сурет).

Жүктемелердің сипаттамалық мәндері: $g_k = 3,0 \text{ кН/м}^2$ и $q_k = 5,0 \text{ кН/м}^2$.

(6.11a) формуласы арқылы ψ_1 (т. е. = 0,5) үйлесім коэффициентін тағайындауды есепке ала отырып

$$T_i = 0,8 \cdot (3,00 + 0,5 \cdot 5,00) \cdot \frac{3+2}{2} \cdot 6,0 = 66 \text{ кН} < 75 \text{ кН}.$$

(4) Сонымен қатар, байланыстар ретінде өзге әсер етулерді қабылдайтын, апаттық жағдайлар қатарына қосылмайтын элементтерді де қолдануға болады.

А.5.2 Салмақ түсетін қабырғалық құрылымдар

(1) 2а тобындағы ғимараттар үшін қираудың салдары бойынша (төмендетілген қауіптер тобы), А.1-кестесін қараңыз.

Ғимараттың қажетті сақталғыштығы құрылысты есепке алынуы өз ішіне өзара әрекеттесетін барлық элементтерді, оның ішінде қабырғаларға анкерлік бекітулерді де қамтитын ірі элементтер арқылы жүзеге асыру арқылы мүмкін болады.

(2) Для зданий класса 2б [2b] тобындағы ғимараттар үшін қиарудың салдары бойынша (жоғары қауіп-қатерлі топтағы), қара А.1-кесте.

Жабындарда жабын бойымен орналасқан ішкі байланыстардан жасалған тікбұрышты торды және жабын тақталарының периметрлері бойынша ені 1,20 м болатын болдеу шегінде орналасқан сыртқы байланыстарды өз ішіне қамтитын үздіксіз көлденең байланыстар жасап отыру қажет. Есептік созылмалы күш салуды келесі әдіс бойынша анықтайды:

$$\text{ішкі байланыстар үшін} \quad T_i = \frac{F_t \cdot (g_k + \psi q_k)}{7,5} \cdot \frac{z}{5} \text{ кН/м, } T_i \geq F_t; \quad (\text{A.3})$$

$$\text{периметрлер бойынша байланыстар үшін} \quad T_p = F_t, \quad (\text{A.4})$$

мұнда F_t — 60 кН/м немесе $20 + 4n_s$ кН/м болса, ең аз мән анықтауыш болып саналады;

n_s — қабаттар саны;

z — ең аз мәнге ие болатын коэффициент:

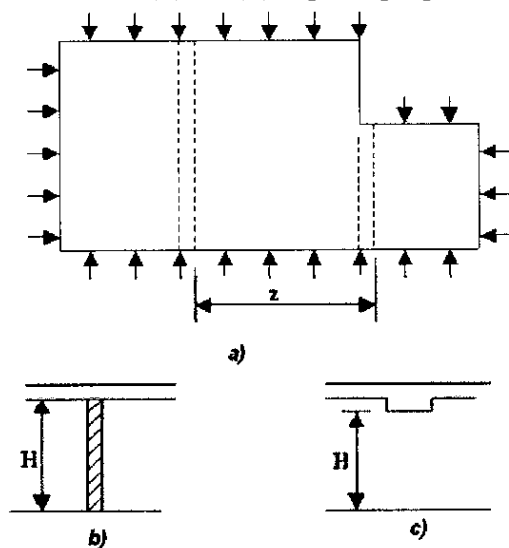
— $5H$, мұнда H — қабат биіктігі;

— бағаналар немесе өзге де салмақ түсетін тік элементтер остері аралығындағы байланысқа бағытталған максимальды арақашықтық, м, егер бұл арақашықтық:

— жеке тақтамен немесе

— бөренелер мен тақталар жүйесімен жабылған болса.

ЕСКЕРТУН (H (м) и z (м) параметрлері А.3-суретте көрсетілген.



А.3-сурет. H және z параметрлерінің гарфикалық көрінісі:

a — қабат жоспары;

b — қима: жабын тақтасы;

c — қима: бөрене мен тақта

А.6 Тік байланыстар

(1) Әрбір бағана мен қабырға негізінен бастап жабын деңгейіне дейін үздіксіз байланыстармен бекітілуі қажет.

(2) Жиектелген құрылымдарда (болат немесе темірбетонды құрылымдар) көлденең жүктемелерді қабылдайтын бағаналар мен қабырғалар, кез келген қабаттың бағанасына түскен тік тұрақты және өзгермелі жүктемелерден пайда болған анағұрлым көбірек есептік реакцияларға тең апаттық әсерлерден созылмалы күш салуға төтеп беру керек. Бұл созылмалы күш салу құрылымға жобалық тұрақты және өзгермелі әсер етулермен бір уақытта әсер етпейтіні болжанады.

(3) Салмақ түсетін қабырғалық құрылымдардағы (қара1.5.11) көлденең байланыстарды келесі жағдайларда тиімді болады:

а) тастан қаланған қабырғалар үшін қабырғаның қалыңдығы 150 мм-ден кем болмауы қажет және қысу кезіндегі беріктігінің ең аз көрсеткіші EN 1996-1-1-ге сәйкес 5 Н/мм²-ге тең болады;

б) егер жарық жағдайындағы қабырға биіктігі H , м, болса, онда жабынның жоғарғы және төменгі немесе жабын мен шатыр шегінің өлшенген аралығы $20t$ -дан аспауы қажет, мұндағы t — қабырға қалыңдығы, м;

в) егер байланыстар көлденең T анкерлік күш салуды қабылдауға шамаланған болса:

$$\text{онда } T = \frac{34A}{8000} \cdot \left(\frac{H}{t}\right)^2 \cdot N \text{ ішіндегі көбі немесе } 100 \text{ кН/м, (A.5)}$$

мұндағы A — жоспарда өлшенген қабырғаның көлденең қимасының ауданы, бұл жерде қабырғаның бос аумағын, мм², алып тастау қажет.

г) егер көлденең байланыстар орталықтар арақашықтығы қабырға бойымен кем дегенде 5 м болатындай етіп топталса және олар бекітілмеген қабырға шеттерінен 2,5 м-ден алыс емес аралықта орналасса.

А.7 Салмақ түсетін қабырғаның нақты қимасы

А.4(1) с) көрсетілген салмақ түсетін қабырғаның нақтылы ұзындығын былай анықтайды:

— темірбетонды қабырғаның ұзындығы $\leq 2,25H$;

— тастан қаланған сыртқы қабырғада, ағаш немесе металдан жасалған қабырғаларда L ұзындық қапталдық тіректер аралығындағы қашықтық ретінде өлшенеді. Қапталдық тіректер ретінде өзге де құрылымдық элементтер болады (мысалы, бағаналар немесе көлденең қабырғалар);

— тастан қаланған ішкі қабырғада, ағаш немесе металдан жасалған қабырғаларда ұзындық $\leq 2,25H$,

мұндағы H — қабат биіктігі, м.

А.8 Негізгі элементтер

ҚР НТҚ 01.01-7.1-2013

(1) 3.3(1)Р-ке сәйкес А.4(1)с)-де көрсетілген ғимарат құрылымының негізгі элементі тік және көлденең бағыттарда (бір уақытта бірдей бағытта) элементтің өзі және жалғасатын компоненттеріне әсер ететін A_d апаттық әсер ету жағдайына төтеп беруі қажет. Осы тұста бұл компоненттер мен олардың байланыстарының беріктілік шегін есеп алу қажет. Мұндай апаттық есептік жүктемені EN 1990, (6.11b) формуласына сәйкес, шоғырланған немесе біркелкі орналастырылған жүктеме түрінде қолданған жөн.

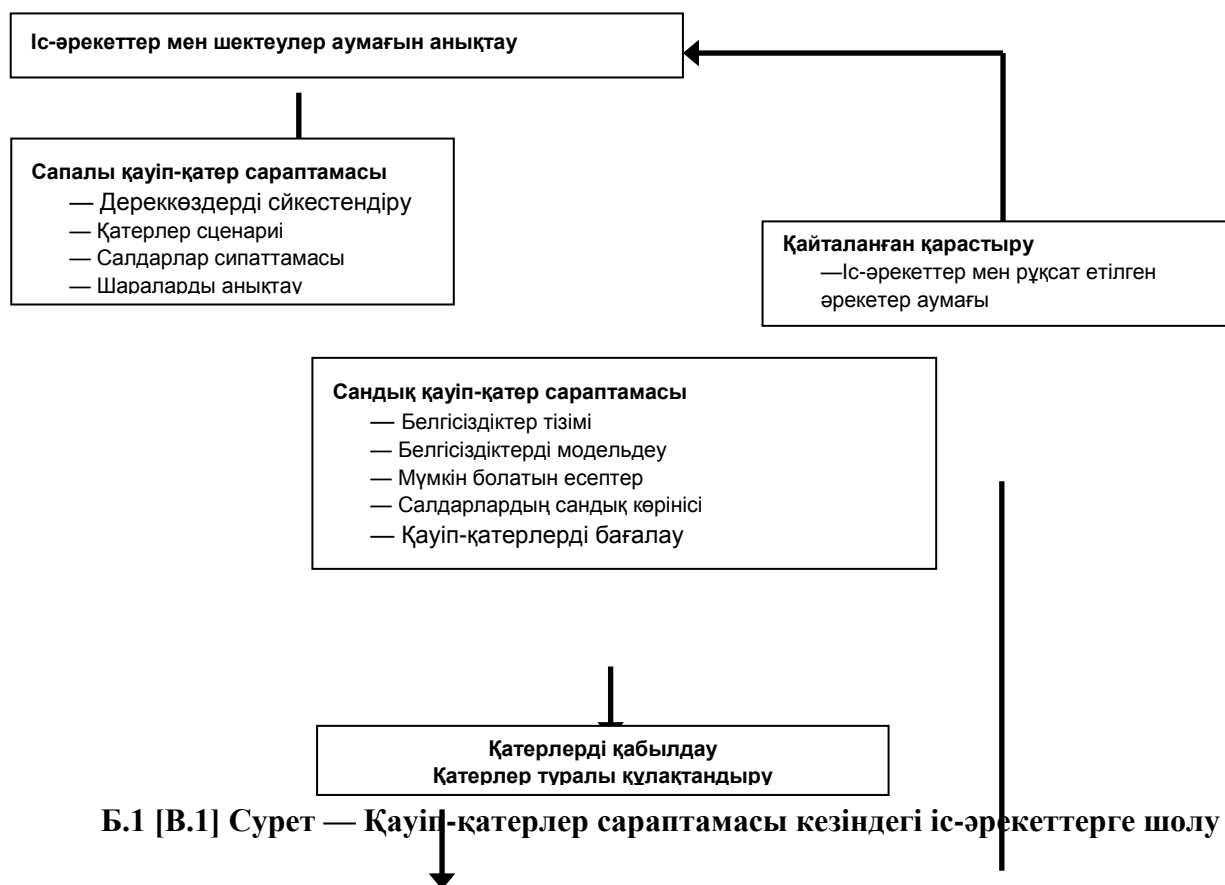
ЕСКЕРТУ Ғимараттар құрылымы үшін $A_d = 34 \text{ кН/м}^2$ шарты орындалуы керек.

Б [В]ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

Қауіп-қатерлерді бағалау бойынша нұсқаулықтар**Б.1[В.1] Кіріспе**

(1) Бұл қосымша ғимараттар мен инженерлік құрылыстарға арналған қауіп-қатерлерді бағалауды жүргізу мен жоспарлау жөніндегі нұсқаулықтардан тұрады. Қауіп-қатер сараптамасын жасау кезіндегі іс-әрекеттердің жалпы сипаты рисунке В.1суретте көрсетілген.



Б.1 [В.1] Сурет — Қауіп-қатерлер сараптамасы кезіндегі іс-әрекеттерге шолу

Б.2[В.2] Терминдер мен анықтамалар

Б.2.1 [В.2.1] Салдарлар (consequence): Мүмкін болатын оқиғалар нәтижесі (қауіп-қатерлер сараптамасы кезінде, әдетте қажет емес салдарлар). Салдарлар ауызша көрініуі немесе адам шығыны көрсеткіштері, запа шеккен адамдар саны, экономикалық шығындар, қоршаған ортаға келген зақымдар, жұртышылық қауым және ғимаратты қолданушылар көрген шығындар және т.б. арқылы көрінуі мүмкін. Оның ішіне тура салдарлармен қатар белгілі бір уақыт аралығында болатын салдарларды да қосуға болады.

Б.2.2 [В.2.2] Қатерлер көріністері(hazard scenario): Белгілі бір уақыт аралығында орын алған және қажетсіз оқиғаның болуына (мысалы, құрылымның толықтай құлатылуы) алып

келуі мүмкін бір немесе бірнеше бірге жүретін жағдайлармен бірге негізгі қауіп-қатермен анықталатын қауіпті жағдай.

Б.2.3 [B.2.3] **Қауіп-қатер(risk):** 1.5.13 суретін қараңыз.

Б.2.4 [B.2.4] **Қауіп-қатер тиімділігінің белгілері** (risk acceptance criteria): Жылдық жиілік түрінде көрінетін қажетсіз оқиғалардың белгілі бір салдарларының болу мүмкіндігі үшін тиімді шектер. Бұл критерийлер әдетте беделді билік органдарымен бір жағынан адамдар үшін, екінші жағынан жұртшылық үшін тиімді қауіп-қатер деңгейін орнату үшін анықталады.

Б.2.5 [B.2.5] **Қауіп-қатерлер сараптамасы** (risk analysis): Қауіп-қатерлерді сипаттау және/немесе есептеуді жүйелі түрде орындау. Қауіп-қатерлер сараптамасы қажетсіз оқиғалар, себептер, мүмкіндіктер және бұл оқиғалардың салдарын сәйкестендіруді қамтиды (қара В.1-сурет).

Б.2.6 [B.2.6] **Қауіп-қатерлерді бағалау** (risk evaluation): қауіп-қатерлер сараптамасы нәтижелерін қауіп-қатерлер тиімділігі критерийлерімен және басқа да шешім қабылдау критерийлерімен салыстыру.

Б.2.7 [B.2.7] **Қауіп-қатерлерді басқару** (risk management): Алға қойған мақсаттарға сәйкес келетін қауіпсіздік деңгейіне жету және сақтану үшін белгілі бір ұйымның қолға алған жүйелі шаралары.

Б.2.8 [B.2.8] **Қажетсіз жағдай** (undesired event): Адамдардың жарақат алуына себепші болатын, қоршаған ортаға зиян келтіретін немесе материалдық шығынға ұшырататын жағдай немесе оқиға.

Б.3[В.3] Қауіп-қатерлер сараптамасы кезіндегі жұмыстар мазмұнының сипаттамасы

Б.3.1 [(1)]: Объект, бастапқы деректер және қауіп-қатерлер сараптамасының мақсаты кең көлемде сипатталуы қажет.

Б.3.2 [(2)] Сарапталатын мәселеге қатысты барлық техникалық, экологиялық, ұйымдастырушылық, адами факторлар жан-жақты құжатталуы тиіс.

Б.3.3 [(3)] Қауіп-қатерлер сараптамасы кезінде жасалған барлық алғышарттар, рұқсат етілген және жеңілдетілген жағдайлар көрсетілуі қажет.

Б.4 [B.4] Қауіп-қатерлер сараптамасының тәсілдері

Б.4.1 [(1)] Қауіп-қатерлер сараптамасы сипаттамалық (сапалық) бөліктен және қажет болған жағдайда есептік бөліктен (сандық) тұруы мүмкін.

Б.4.1 [B.4.1] Қауіп-қатерлердің сапалық сараптамасы

Б.4.1.1 [(1)] Қауіп-қатерлер сараптамасының сапалық бөлігі аясында барлық қатерлер мен сәйкес келетін қатерлер сценарийлерін сәйкестендіреді. Мұндай сәйкестендіру Қауіп-қатерлер сараптамасы кезінде негізгі міндеті болып саналады және жүйенің жан-жақтылы зерттелуі мен нақты түсінуді қажет етеді. Бұл мақсаттарға арналған

арнайы тәсілдер қатары жасалып шығарылды. Ол инженерге сараптаманың бұл бөлігін сапалы түрде орындауға мүмкіндік береді (Мысалы, РНА, HAZOP, істен шығу, оқиғалар, шешімдер қабылдау, себепті желі және т.б.).

Құрылыс қауіп-қатер сараптамасын жасау кезінде келесі жағдайлар құрылым үшін қауіп тудыруы мүмкін:

- әдепкі әсер етулердің жоғары мәндері;
- маретиялдар сапасының төмен болуы, ол қателіктер салдары немесе олардың тозу жағдайы ескерілмеген болса мүмкін болады;
- жобада ескерілмеген жер асты жағдайлары және қоршаған ортаның өзге де жағдайлары;
- өрт, жарылыс, сел, жерсілкінулер секілді т.б. тілсіз жаулардың апаттық әсері;
- бекітілмеген апаттық әсерлер.

Қатерлер сценарийлерін анықтауда мына жағдайларды ескерген жөн:

- құрылымға болжанған немесе белгілі өзгермелі әсер етулер;
- сыртқы орта жағдайлары;
- құрылымның жоспарланған немесе қолданыстағы зерттеу бағдарламасы;
- құрылымның жалпы тұғырнамасы, жұмыс жобасы, қолданылатын құрылыс материалдары және бүлінулер мен тозуға ұшырауы мүмкін болатын әлсіз тұстар;
- сәйкестендірілген қауіп-қатер сценарийі салдарынан болған бүлінудің түрі мен деңгейі, сонымен қатар бүлінудің салдары.

Мүмкін болатын ілеспелі әсер етулермен бірге негізгі қауіп-қатер кезінде істен шығу орын алған жағдайда қауіпсіздікке әсер ететін салдарларды анықтау үшін құрылымды қолданудың негізгі режимін анықтау қажет.

Б.4.2 [В.4.2] Сандық қауіп-қатер сараптамасы

Б.4.2.1 [(1)] Қауіп-қатерлер сараптамасының сандық бөлігі аясында барлық қажетсіз жағдайлар мен олардың салдарының ықтималдылық сараптамасын жасайды. Ықтималдылық көрсеткіштері көп жағдайда инженерлік бағалауларға негізделеді және сондықтан да іс жүзіндегі істен шығулардан көп ерекшеленуі мүмкін. еЕгер істен шығуларды сандық тұрғыда көрсету мүмкін болса, онда қатер қажетсіз жағдай салдарының математикалық күту арқылы көрсетілуі мүмкін. Қатерлерді көрсетудің мүмкін болатын тәсілі Б.2 [В.2]-суретте көрсетілген:

Деректер мен үлгілер есептеулеріндегі/суреттеріндегі кез келген қателіктер жан-жақты талқылауды қажет етеді. Қауіп-қатер сараптамасын жасауды мынаны ескере отырып сәйкес деңгейіне келгенде тоқтатады:

- қауіп-қатер сараптамасының мақсаты мен қажетті шешімдер;
- сараптаманың бастапқы кезеңдерінде қабылданған шектеулер;
- орынды немесе нақты деректердің қолжетімділігі;
- қажетсіз оқиғалардың орын алуынан болған салдарлар.

Сараптама негізделетін бастапқы рұқсат етілген әрекеттер сараптама нәтижелерін алғаннан кейін қайта қарастырылуы қажет. Сараптама жасау кезінде есепке алынатын факторларға беріктілік сандық тұрғыда анықталуы қажет.

Тяжелые	×				
Высокие	×				
Средние		×			
Низкие			×		
Очень низкие				×	
Последствия Вероятность	0,00001	0,0001	0,001	0,01	> 0,1

ТҮСІНДІРМЕЛЕР:

Мүмкін болатын қирау салдары әрбір сценарий үшін қатердің тууын анықтап оларды ауыр, жоғары, орташа, төмен және өте төмен деп топтастырады. Қатер ауырлығының деңгейін былайша анықтауға болады:

- ауыр — құрылымның аяқ астынан құлап, адамдардың өлімі мен жарақатына әкелу ықтималдығы;
- жоғары — құрылымның бір немесе бірнеше элементінің істен шығуы және соның салдарынан құрылымның жекелеген бөліктерінің қирауы жоғары ықтималдылығының туындауы және адамдардың жарақат алуының төмен ықтималдылығы;
- орташа — құрылымның бір элементінің істен шығуы. Толықтай немесе жекелеген бөліктердің қирауы мүмкін. Адамдардың жарақат алуының ықтималдылығы төмен болады;
- төмен — локальды бүлінулер;
- өте — аз ғана локальды бүлінулер.

төмен

Б.2 [B.2] Сурет — Қауіп-қатердің сандық сараптамасы нәтижелерінің мүмкін болатын графикалық көрінісі

Б.5 [B.5] Қауіп-қатердің тиімділігі және қорғаныс шаралары

Б.5.1 [(1)] Қауіп-қатер деңгейін анықтаған соң қорғаныс шараларын көрсету қажеттілі жөнінде шешім қабылдаған жөн (құрылымдық немесе құрылымдық емес).

Б.5.2 [(2)] Қауіп-қатер тиімділігін орнату үшін көп жағдайда ALARP қағидасын қолданады (as low as reasonably practicable/соншалықты төмен, соншалықты мақсатты).

Бұл қағидаға сәйкес қауіп-қатердің екі деңгейі көрсетіледі. Егер қауіп-қатер жалпытиімділік диапазонының (яғни ALARP) төменгі шегінен аспаса, онда қорғаныс шараларын қолданбайды. Егер қауіп-қатер жалпытиімділік диапазонының жоғарғы

шегінен асып түссе, онда қауіп-қатер тиімсіз деп табылады. Егер қауіп-қатер төменгі және жоғарғы шектер аралығында орналасса, онда экономикалық тұрғыдағы тиімді шешімді іздеу қажет болады.

Б.5.3 [(3)] Істен шығу жағдайына қатысты белгілі бір уақыт аралығы үшін қауіп-қатерді бағалау кезінде істен шығу салдарының негізінде есептеу мөлшерлемесін есепке алу қажет.

Б.5.4 [(4)] Қауіп-қатер тиімділігінің деңгейін әдетте келесі екі критерийлерді қолдану арқылы анықтайды:

— жеке адам басына төнуі мүмкін қауіп-қатерлер: жеке адамға төнетін қауіп-қатерлер әдетте өліммен аяқталатын жазатайым оқиғалардың пайызы ретінде анықталады. Қызметтің белгілі бір түріне қатысты қауіп-қатерлер бір жыл ішінде туындауы мүмкін өліммен көрсетілуі мүмкін немесе бір өлім жағдайы пайда болатындай мүмкін болатын уақыт аралығы;

— қауымға төнуі мүмкін қауіп-қатерлер деңгейі: уақытқа байланысты өзгеріп отыратын адам өміріне қауіп тудыратын қатерлердің әлеуметтік тиімділігін көп жағдайда $F-N$ диаграммасы ретінде көрсетеді. Бұл диаграмма N санынан көп F жазатайым оқиғалардың максималды жылдық көрсеткішін көрсетеді.

Балама ретінде VPF (Value of prevented fatality/өлім оқиғаларын болдырмау құны) немесе Quality index of life (өмір сүру сапасының индексі) секілді тұғырнаманы қолдануға болады.

ЕСКЕРТУ Қауіп-қатер тиімділігінің деңгейлерін ұлттық қосымшада немесе нақты бір жобаның аясында анықтау қажет.

Тиімділік критерийлерін лайықты қауіп-қатерлерге қатысты шешімдердің негізі ретінде белгіленген белгілі бір ұлттық ережелер мен талаптарға, белгілі бір нормалар мен стандарттарға, тәжірибелі деректер мен/немесе теориялық білімдерге сүйене отырып бекітуге рұқсат беріледі. Тиімділік критерийлерін сапалық немесе сандық түрде көрсетуге рұқсат беріледі.

Б.5.5 [(5)] қауіп-қатердің сапалық сараптамасы жағдайында келесі критерийлерді қолдануға болады:

а) негізгі мақсат елеулі қосымша шығындарсыз қауіп-қатер деңгейін ең аз мөлшерге жеткізуде болуы қажет;

б) В.2а-суреттегі тігінен штрихталған аумақтарда көрсетілген салдар үшін сәйкес сценариймен байланысты қатерлер қабылданады.

в) В.2а-суреттегі тігінен штрихталған аумақтарда көрсетілген салдар үшін осы сценарий үшін қатерлерді қабылдау немесе олардың мүмкін болатын құны бойынша шаралар қабылдау туралы шешім қабылдау қажет;

г) тиімсіз деп табылған салдар үшін (В.2а-суреттегі тігінен штрихталған аумақтарда көрсетілген салдар тиімсіз деп табылған болуы мүмкін) қатерлер деңгейін төмендетуге байланысты шаралар қолдану қажет (қара Б. 6 [В.6]).

Б.6 [B.6] Қауіпті төмендету шаралары

Б.6 [(1)] Қауіпті төмендету үшін төмендегідей шаралар қолдануға рұқсат етіледі:

а) қатерді болдырмау немесе азайту үшін, мысалы, сәйкес келетін есептеулер арқылы, жобаның тұғырнамасын өзгерту және қатерді азайтуға бағытталған шараларды қолдану арқылы және т.б.;

б) қауіпті болдырмауды жобаның тұғырнамасын немесе құрылысты пайдалану жағдайларын өзгерту жолымен, мысалы, конструкцияны қорғау шараларын қолдану жолымен, спринклер жүйесін орнатумен және т. б.;

в) қауіпті бақылау арқылы, мысалы, зерттеулер жүргізу жолымен, құлақтандыру және бақылау жүйесін орнату арқылы;

г) қауіпті болдырмау, мысалы, өміршеңдігі мен беріктілігін көтеруді қамтамасыз ету жолымен, берілетін жүктемелерді резервтер есебінен (статикалық ажыратылмау) немесе тозуға төзімділікті арттыру жолымен және т. б.;

д) конструкцияның қирауын адамдар денсаулығы мен өміріне аз қауіп туатындай етіп бақылауға рұқсат етіледі, мысалы, жарық немесе бағдаршам бөренелерімен соқтығысқан жағдайда.

Б.7 [B.7] Қайталап қарастыру

Б.7.1 [(1)] Іс әрекет аумағы, есеп және мүмкін болатын әрекеттер (қара Б.1-Сурет) конструкцияны қауіпті төмендету бойынша қолданылатын шаралармен бірге бекіту мүмкін болмайынша, сценарийлерге қатысты қайта-қайта бағалауға ұшырай береді.

Б.8 [B.8] Қорытындылар мен нәтижелер туралы ақпараттар

Б.8.1 [(1)] Сараптаманың сандық және сапалық нәтижелері (егер ол болса) ықтималдылығын көрсететін салдарлар тізімін ұсынады, ал тиімділік дәрежесі барлық қызығушылық танытқан жақтармен келісіледі.

Б.8.2 [(2)] Қатерлерді сараптағанда қолданылған барлық деректерді және оларды алу көздерін көрсетеді.

Б.8.3 [(3)] Қатерлер сараптамасының шектеулері мен негізділігін анықтау үшін қатерлерді анықтау кезінде бекітілген барлық негізгі рұқсат етілген әрекеттер, алғы шарттар мен жіберілген олқылықтар түйінделуі тиіс.

Б.8.4 [(4)] Қатерлер сараптамаларының қорытындыларына негізделген, қатерді азайтуға бағытталған шараларды қолдану ұсыныстары көрсетіледі.

Б.9 [В.9] Азаматтық құрылыс орындары мен ғимараттарға арналған қолданулар

Б.9.1 [В.9.1] Жалпы ережелер

Б.9.1.1 [(1)] Төтенше уақиғалар жағдайында азаматтық құрылыс орындары мен ғимараттардағы қатерді төмендетуге арналған бір немесе бірнеше шараларды қарастыру:

— конструктивті жүйе мен конструктивті элементтер тізбекті қирау орын алған жағдайда беріктік қоры немесе түсетін күштің басқа да мүмкіндіктерін ескере отырып жобаланғандағы конструктивті шаралар;

— төмендетуді қамтитын конструктивті емес шаралар:

— оқиғаның пайда болу ықтималдылықтары,

— әсер ету тиімділігі,

— қираудың салдарлары.

Б.9.1.2 [(2)] Ықтималдылықтар мен барлық апатты және төтенше әсер етулерден болған әсерлерді (мысалы, өрт, жер сілкіну, соққы, жарылыс, айрықша климаттық әсерлер) қатердің мүмкін болатын сәйкес жиынтығы ретінде қарастыру қажет. Қатердің салдарлары бұл жағдайда экономикалық шығын мен құрбандар санының формасы ретінде бағаланады. Нақтыланған түсіндірмелер мыналарда белгіленген: Б.9.2 [В.9.2] и Б.9.3 [В.9.3].

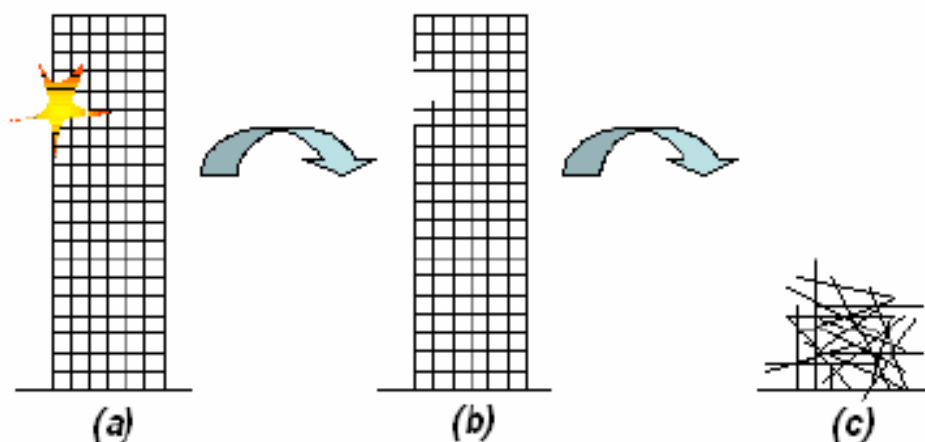
Б.9.1.3 [(3)] Б.9.1.2 [В.9.1(2)]-да көрсетілген әдістемелер алдын ала болжалданбаған қатерлерге (тұрғызу кезіндегі жобадағы қателіктер немесе ескерілмей әбден тозған және т.б.), аса тиімді емес болып табылады. Сондықтан жобалаудың бүлінулердің деңгейі төмен (А қосымшасын қара) дәрежесі рұқсат етілген, мысалы байланыстырушы элементтер құрылғысы мен қажетті икемділігін қамтамасыз ететін классикалық талаптарды есепке ала отырып ауқымды стратегиясы жасалынды. Бұл жағдайда конструктивті элемент (бөрене, тіреу) қандай да бір себеппен және қандай да бір көлемде бүлінген болсын оны қатардан шығарып тастайтын жағдай ретінде арнайы қарастырылады. Мұндай жағдайда конструкцияның басқа бөліктеріне олар қысқа мерзім аралығында (Т-ның қалыпқа келу уақыты болып табылатын) мақсатты берілген қалыпты жүктемені көтере алу мүмкіндігіне орай талаптар қойылады:

$$P(R < ET \text{ ішінде (бір элемент жойылады)} | < p_{\text{target}}. \quad (Б.1) [(В.1)]$$

Мақсатты сенімділік Т уақыт ішіндегі (сағат, күндер немесе айлар) ғимарат қауіпсіздігінің стандартты деңгейінен және қарастырылып отырған элемент жойылған (жобада есепке алынбаған себептерге байланысты) ықтималдылығына байланысты. Дәстүрлі конструкцияларға арналған есептеулерде қираудың барлық негізгі мүмкіндіктері есепке алынуы тиіс. Ақталу үшін өте аз ықтималдықпен істен шығуы себебін есепке алмау қажет. Б.9.1.2 [В.9.1(2)]-дағы көрсетілген тәсілді есепке алу қажет. Б.9.1.3 [В.9.1(3)]-дағы көрсетілген стратегияны күрделі сараптаманың шығарылуы үшін және көптеген жағдайларда қолдану үшін пайдаланады.

Б.9.1.5 [(5)] Дәстүрлі емес конструкциялар (мысалы, өте үлкен, сондай-ақ жаңа концепциялар мен материалдарды қолданып жасалынған) үшін белгісіз себептермен орын

алған істен шығу мүмкіндігін елеулі деп қарастыруға болады. Бұл тұста Б.9.1(2) [В.9.1(2)] және Б.9.1.(3) [В.9.1(3)]-де сипатталған тәсілдерді өз ішіне қамтитын әдісті қолданған жөн.



1-қадам — айрықша негізгі қатерлерді сәйкестендіру және модельдеу. Түрлі қарқындылықтағы түрлі қатерлердің туындау мүмкіндігін бағалау.

2-қадам — түрлі қатерлер салдарынан бүлінген құрылымдар күйін бағалау. Бүлінудің түрлі күйінің болу мүмкіндігі мен көрсетілген қатерлердың сәйкес салдарын бағалау.

3-қадам — бүлінген құрылымның жалпы күйін бағалау. Сәйкес салдары бар бүлінген құрылымның мүмкін болатын жалпы апаттық күйін бағалау.

Б.3 [В.3]-сурет — Апаттық жағдайларда бүлінген құрылымдар үшін қатерлер сараптама кезеңдерінің графикалық көріністері

Б.9.2 [В.9.2] Құрылыс құрылымдарына арналған қатерлер сараптамасы

Б.9.2.1 [В.9.2(1)] Апаттық жағдайларға ұшыраған құрылымдарға арналған қатерлер сараптамасы келесі үш кезеңнен тұрады, қара В.3-сурет.

1-кезең — сәйкес қарқындылығы бар түрлі қатерлердің пайда болу мүмкіндігін бағалау.

2-кезең — түрлі бүлінген күйлер мен көрсетілген қатерлердің сәйкес салдарының болу мүмкіндігін бағалау.

3-кезең — бүлінген құрылымның және сәйкес салдарлардың мүмкін болатын барабар емес жалпы күйін бағалау.

Б.9.2.2 [В.9.2(2)] R толық қатерін келесідей тәсілдермен анықтауға болады:

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} P(H_i) \sum_j^{N_D} \sum_{k=1}^{N_S} P(D_j | H_i) P(S_k | D_j) C(S_k). \quad (\text{Б.2}) \quad [(B.2)]$$

Бұл тұста конструкция N_H түрлі қатерге ұшырауы мүмкін екені есепке алынады, және қатерлер N_D құрылымға түрлі жағдайлар арқылы зақым келтіруі мүмкін және бүлінген құрылымның N_S жалпы күйін S_k жағымсыз күйіне сәйкес салдарлар $C(S_k)$. Осы тұста $P(H_i)$ — i -інші қатерлердің болу мүмкіндігі бар (қарастырылып отырған уақыт интервал шегінде). $P(D_j | H_i)$ — i -інші қатерлердің болу кезіндегі j -ші бүлінген құрылымдардың болуының шартты мүмкіндігі. $P(S_k | D_j)$ — j -інші бүлінген күйдегі S құрылымның жағымсыз жалпы күйінің k шартты болу мүмкіндігі.

1-ЕСКЕРТУ $P(S_k | D_j)$ және $C(S_k)$ айтарлықтай уақытқа тәуелді болуы мүмкін (мысалы, өрт немесе сәйкесінше тұрғындарды көшіру жағдайында). Жалпы қатерді бағалап, тиімді қатер деңгейімен салыстыру қажет.

2-ЕСКЕРТУ (Б.2) [(В.2)] формуласы қатерлерді бағалау кезінде құрылымдарды сирек және ерекше жүктемелерде ғана емес, жай жүктемелерде де негіз бола алады.

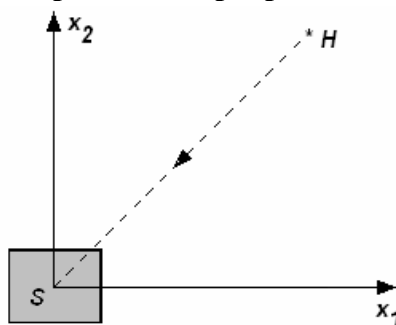
Б.9.2.3 [В.9.2(3)] Тәуекелдер мен қатерлерді төмендетуді басқару үшін мүмкін болатын түрлі стратегиялардың рентабельдік пәндерін қатерлерді бағалау кезінде зерттеу қажет:

— қатерлерді қауіптердің пайда болу мүмкіндігін төмендету есебінен азайтуға болады, яғни $P(H)$ -ті төмендету есебінен. Мысалы, көпірлер бүйірлерінің бүліну қаупін олардың алдындағы жасанды аралдар жасап шығару арқылы кемелер соққысы есебінен азайтуға болады. Осы секілді, ғимараттағы жарылыстар қатерін ғимараттардан жарылғыш заттарды шығарып тастау есебінен де азайтуға болады;

— қатерді айтарлықтай бүлінулерді азайту есебінен де болдырмауға болады, яғни $P(D | H)$ азайту есебінен. Мысалы, өрт салдарынан болатын бүлінулерді отпен күресудің пассивті және белсенді шаралары есебінен азайтуға болады (мысалы, болат элементтер мен спринклерлі жүйелерге өртке қарсы заттар жағу);

— қатерді бүлінген жағдайдағы құрылымның жағымсыз жалпы күйінің орын алу мүмкіндігін азайту есебінен болдырмауға болады, яғни $P(S | D)$ азайту есебінен. Бұған статикалық белгісіздіктің жеткілікті дәрежесін жобалау арқылы есебінен қол жеткізуге болады. Бұл тұста бүлінген статикалық жүйенің баламалы жүктемесіне жол беруге болады.

Б.9.3 [В.9.3] Төтенше жағдайлардағы қатерлерді модельдеу



S — конструкция; H — t уақыт аралығындағы M көлемдегі қатерлі оқиға

Б.4[В.4] Сурет — Төтенше оқиғаны үлгілеу компоненттері

Б.9.3.1 [В.9.3.1] Жалпы пішім

Б.9.3.1 [В.9.3(1)] Қатер сараптамасының бөлігі жер сілкіну, жарылыстар, өртсекілді т.б. төтенше жағдайларды зерттеу болып табылады. Мұндай оқиғалардың жалпы пішімі келесі компоненттерден тұруы мүмкін (қараБ.4 [В.4]-сурет):

- белгілі бір уақыттағы белгілі бір орында орын алған оқиға;
- бұл оқиғамен байланысты M көлемнің қуаты және басқа да өзге баптаулар величину;

— құрылымды шекті күйлердің біріне алып келуі мүмкін құрылым, қоршаған орта және оқиға арасындағы физикалық әрекеттестік.

Б.9.3.2 [В.9.3(2)] Кей H қатері үшін Б.9.3.1(1)[В.9.3.1(1)]-ға сәйкес орын алған оқиғаның пайда болуы көп жағдайда көлем бірлігі мен уақыт бірлігіне қатысты қарқындылығы $\lambda(t, x)$ -ға тең пуассон үдерісі аясында оқиғаларды үлгілейді. Мұндағы t уақыттағы белгілі бір нүктені білдіреді, ал x (x_1, x_2, x_3) кеңістіктегі орны. Уақыт аралығындағы істен шығудың болу ықтималдылығын мына жағдайда (тұрақты λ үшін және кіші мүмкіндік үшін) (Б.3)[(В.3)] формуласы бойынша қарастырады.

$$P_i(T) \approx N \int_0^{\infty} P(F|M=m) f_M(m) dm, \quad (\text{Б.3}) [(В.3)]$$

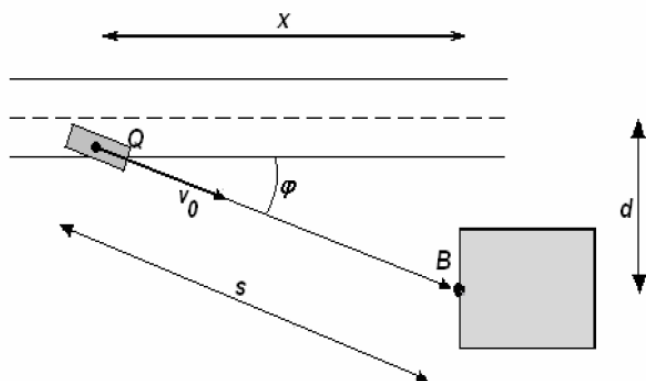
мұндағы $N = \lambda T$ — қарастырылып отырған уақыт аралағындағы релевантты оқиғалардың жалпы саны;

$f_M(m)$ — қарастырылып отырған қатердің M кездейсоқ көлемінің орналастыру тығыздығы

Істен шығу ықтималдылығы құрылым мен болған оқиғаның орны арасындағы қашықтыққа байланысты болуы мүмкін. Мұндай жағдайларда қызығушылық танытқан аудан немесе көлемді айқын интегралдау қажет.

Б.9.3.2 [В.9.3.2] Автокөлік құралдары соққысы жағдайында қолдану

Б.9.3.2.1 [В.9.3.2(1)] Соқтығысу В.5-суретте көрсетілген оқиғада көлік құралының жеткілікті жылдамдығында жолдың қатерлі аймағында бағытын өзгерткен жағдайда пайда болады. Соққы жылдамдығы жол мен құрылым немесе құрылым элементтерінің арақашықтығына, соққы бұрышына, бастапқы жылдамдық пен жол мен құрылым аралығындағы аумақтың топографиялық баптауларына байланысты. Кейде осы аймақта кедергілер немесе биіктік айырмалары болуы мүмкін.



Көлік құралы өз бағытын φ бұрышында v_0 жылдамдықпен Q нүктесінде өзгертеді. Жол шетіндегі s арақашықтықта орын алған соқтығыстың жылдамдығы v_r -ға болады.

Б.5 [В.5]-сурет — Көлік құралының соққысы

Б.9.3.2.2 [В.9.3.2(2)] (В.3) жалпы формуласы негізінде бұл жағдай үшін (В.4) формуласы бойынша істен шығу ықтималдығын қарастырады

$$P_i = N \int [P(F > R)] \frac{b}{\sin \alpha} f(\alpha) d\alpha, \quad (\text{Б.4}) [(В.4)]$$

Мұндағы $N = nT\lambda$ — қарастырып отырған уақытта орын алған оқиғалардың жалпы саны;

n — қозғалыс қарқындылығы;

λ — көлік құралдарының істен шығу қарқындылығы (көлік құралының километрлік жүрісіндегі оқиғалар саны);

T — уақыт аралығы;

b — құрылымның ені, соққы беруші көлік құралы енінің 2 дүркін мәнінен аспайтын ені;

φ — қозғалыс бағытының бұрышы;

$f(\varphi)$ — ықтималдық тығыздығының қызметі;

R — құрылым кедергісі;

F — соққы күші.

Соққының жеңілдетілген түрін қолдана отырып (қара В [С] қосымшасы), $F_{\text{соққы}}$ күшін былай анықтайды:

$$F = \sqrt{mkv_r^2} = \sqrt{[mk(v_0^2 - 2as)]}, \quad (\text{Б.5}) \text{ [(B.5)]}$$

мұндағы m — көлік құралының массасы;

k — қаттылық;

v_0 — Q нүктесінде бағытын өзгерту кезіндегі көлік құралының жылдамдығы Q ;

a — көлік құралының бағытын өзгерткеннен кейінгі тұрақты баяулауы (қара. Б.5 [B.5]-сурет);

$s = d/\sin\varphi$, Q нүктесінен бастап құрылымға дейінгі аралық.

Б.9.3.3 [B.9.3.3] Кемелер соққысы бойынша қолдану

Б.9.3.3.1 [B.9.3.3(1) Б.6 [B.6] Суретке сәйкес (Б.3) [(B.3)] формуласын (Б.6) [(B.6)] формуласына айналдыруды қолдану үшін.

$$P_i(T) = N \int P\{F_{dyn}(x) > R\} dx, \quad (\text{Б.6}) \text{ [(B.6)]}$$

мұндағы $N = n\lambda T(1 - p_a)$ — қарастырылып отырған уақыт аралығындағы апаттардың жалпы саны;

n — уақыт бірлігіндегі кемелер саны (қозғалыс қарқындылығы);

λ — жол бірлігіне қатысты істен шығу ықтималдылығы;

T — жабу уақыты (әдетт 1 жыл);

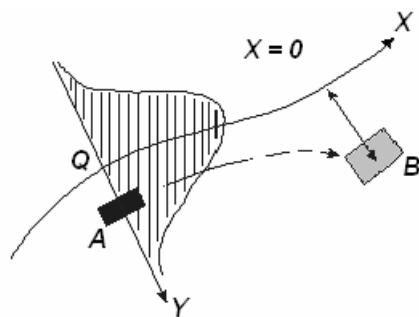
p_a — адамның араласуы есебінен соққыны болдырмау ықтималдылығы;

x — механикалық істен шығу немесе тура қателіктер болған нүкте координатасы;

F_{dyn} — соққы есебіне сәйкес алынған құрылымға берілген соққы күші (қара С қосымшасы);

R — құрылым кедергісі.

Қажет болған жағдайда y бағытындағы кемеңің бастапқы орны үшін ықтималдылықтарды есепке алға рұқсат беріледі (Б.6 [B.6] Сурет).



А — объект; В — құрылым

Б.6 [B.6]- Кеме соққысының сценарийі

Б.9.4 [B.9.4] Рельстік көліктік құралдардың соққы кезіндегі қатер сараптамаларын орындау жөніндегі ұсыныстар

Б.9.4.1 [B.9.4(1)] Темір жол көліктік құралдарының А тобындағы құрылымдарға (мұнда рұқсат етілген жылдамдық 120 км/сағ асып кеткен жағдайда) және В тобындағы құрылымдарға жақындаған тұста рельстен шығып кету салдарынан адамдарға төнетін қатерлерді бағалау аясында келесі факторларды есепке алу қажет:

- темір жол көліктік құралдардың құрылымға жақындаған кезіндегі рельстен шығып кету ықтималдылығы;
- рельстегі темір жол көліктік құралдарына рұқсат берілген жылдамдық;
- рельстен шығып кеткен теміржол көліктік құралдардың құрылымға жақындау кезіндегі есепке алынға жылдамдық баяулауы;
- есептерге сәйкес рельстен шығып кеткен пойыз көлденең бағыттағы қашықтықты бағындыруы қажет;
- рельс жолы құрылымға жақын аумақтағы жалғыз жол болып санала ма;
- пойыз түрі (жолаушы/жүк);
- құрылым маңынан өтетін темір жол көліктік құралдағы күтілген жолаушылар саны;
- құрылым маңынан өтетін теміржол көлік құралдары қозғалысының жиілігі;
- құрылым маңында нұсқаулық тораптар мен өткелдердің болуы;
- құрылымның статикалық жүйесі (концепция) және тіректер беріктігі;
- құрылым тіреулерінің рельс жолдарына қатысты орналасуы;
- темір жол көлік құралдарынан тыс зардап шегуі мүмкін адамдардың күтілген саны.

Темір жол көлік құралдарының рельстен шығып кету жағдайында мына факторлар қатерді ең аз дәрежеде арттырады:

- құрылым маңындағы рельс жолдарының айналмасы;
- рельс жолдарының олардың екіден көп болған жағдайындағы саны.

Сонымен қатар, ұсынылған превентивті немесе қорғаныс шаралары инфрақұрылымның басқа да қатысушылары немесе басқа элементтерінде қаматмасыз етілу эффектісін есепке алған жөн. Бұған мысалы, көру алыстығына дабылдардың әсер етуі, қолжетімділікке рұқсат ал мен жолды орналастырумен байланысты өзге де қауіпсіздік шараларын қосуға болады.

ЕСКЕРТУ А және В тобындағы (қара. 4.5.12) құрылымдарға таралатын қосымша ұсыныстар мен нұсқаулар UIC Code 777-2R (2002) Structures Built Over Railway Lines-та бар. (Construction requirements in the track zone/темір жол жолдарының бойындағы құрылымдар).

777-2R

аумағындағы құрылыс талаптары келесі пунктер бойынша арнайы ұсыныстармен нұсқаулықтардан тұрады:

- В тобындағы құрылымдарға арналған қатерлерді бағалауды орындау;
- А тобындағы құрылымдар үшін, оның ішінде аумақтағы жоғары жылдамдық 50 км/сағаз болған жағдайларды қосалғанда қарастыру керек шаралар (құрылымда уерезерін қосалғанда);
- Жолдарды қарастыруға қажетті шаралар. Ең жақын қашықтағы тірек құрылымдары мен жол осінің арақашықтығы ≤ 3 м болған жағдайда А тобындағы құрылымдарға арналған UIC нормалары.

Б.9.4.2 [В.9.4(2)] В тобындағы құрылымдарға жақындаған пойыздардың рельстен шығып кету жағдайында адамдар үшін туындайтын қатерді азайту жөніндегі тиісті шараларды жасап шығару барысында келесі талаптарды жеке-жеке немесе бірге қарастырған жөн:

- құрылымдардың толықтай қирау ықтималдылығын азайту үшін пойыздар рельстен шығып кеткендегі қисық соққыға төтеп беруге қабілетті тірек құрылымдарының беріктігін қамтамасыз ету;
- рельстен шығып кеткен пойыздың тіреулермен соқтығысу салдарынан болатын толық қирау ықтималдылығын төмендету үшін құрылыстың жоғарғы бөлігі бойының ажырамауын қамтамасыз ету;
- соққы ықтималдылығын азайту үшін рельстен шығып кеткен пойыздың құрылымға жақындаған сәтіндегі бүйірлік ауытқуын шектеу жөніндегі шараларды қамтамасыз ету;
- рельстен шығып кеткен пойыздың соққы ықтималдылығын азайту үшін құрылым тіректеріне дейінгі бүйірлік кеңістікті арттыру;
- рельстен шығып кеткен пойыздың тіректік құрылымға бағытталу ықтималдылығын азайту үшін нұсқаулық ауысуға дейінгі жол бағытына дейін созылған жол бойын қиып өтетін жол бойындағы тіректерді алып тастау;
- рельстен шығып кеткен пойыздың тіректік құрылымдарға соқтығысу салдарынан туындайтын толық қирау ықтималдылығын азайту үшін тұтас қабырғалар мен қабырғалық тіректерді қамтамасыз ету (іс жүзінде бұл жеке бағаналарды алып тастау дегенді білдіреді);
- жеке тіреулерді негізді түрде алып тастау мүмкіндігі болмаған жағдайда құрылымның жоғарғы бөлігінің бір бағанасын алып тастаған кездегі беріктігін қамтамасыз ету үшін олардың айтарлықтай ажырамайтын байланысын алдын-ала ойластыру қажет;
- рельстен шығып кеткен темір жол көлік құралының соққы ықтималдығын азайту үшін нұсқаулық ауысуларды бақылайтын құрылғылар мен энергия жұтуға арналған құрылымды пайдалану.

ҚОСЫМША В [С]

(ақпараттық)

Соққының динамикалық есебі

В.1 [С.1] Жалпы тәртіп

В.1.1 [С.1(1)] **Соққы** — бұл объектінің кинетикалық қуаты кенеттен деформация қуатына айналуы кезіндегі конструкция мен қозғалмалы объектінің арасындағы байланыстың құбылысы. Динамикалық байланыстың күшін анықтау үшін объекті мен конструкцияның механикалық құрамын анықтап алған жөн. Есептеу кезінде әдетте эквивалентті статикалық күшті қолданады.

В.1.2 [С.1(2)] соққының әсеріне конструкцияның нақты есебі келесі аспектілердің бірімен ұштасуы мүмкін.

— динамикалық әсері;

— жабдықтардың сызықсыз құрамы.

Беріліп отырған қосымшада, тек динамикалық әсерлер қарастырылуда.

ЕСКЕРТУ туындағансалдардың анализі мен аспектілерін келесі қосымшадан көре аласыз Б [В].

В.1.3 [С.1(3)] Беріліп отырған қосымшада ықшамдалған және эмпирикалық үлгіге негізделген конструкциялардың темір жол, авто жол көлік құралдарының және кемелердің соққысына негізделген динамикалық есебі шамамен көрсетіліп отыр.

ЕСКЕРТУ 1 —В [С] қосымшасында көрсетілген үлгілер, әдетте, үлгілерге қарағанда есептерді жақсы аппроксимация жасайды себебі көп жағдайда Б [В] көрсетілген үлгілер кей жағдайда өте қарапайым болып шығуы мүмкін.

ЕСКЕРТУ 2 — Ұқсас байланыстар ретінде тунелде орын алған соққылар, қорғанысы мықты қоршаулармен орын алған соққыларды келтіруге болады, оны келесі көрініс арқылы көруге болады(EN 1317) Осы секілді жайттар үлкен жарылыстар мен басқа да динамикалық байланыстар арқылы орын алуы мүмкін, қосымшадан көре аласыз Г [D]).

В.2 [С.2] Соққы динамикасы

В.2.1 [С.2(1)] Конструкциялардың деформациясмы кезінде қуат негізгі қалыпта соққы жасаушы объектімен немесе жеңіл соққыны бойына сіңірген жағдайда, соққы жойқын әрі қатты соққы болып табылады, және осының нәтижесінде соққы қуаты конструкция арқылы пайда болады.

В.2.1 [С.2.1] Жойқын соққы

В.2.1.1 [С.2(1)] Жойқын соққы кезінде эквивалентті статикалық күш келесі корсеткішке сәйкес 4.3 – 4.7 қолданылуы жүзеге асады. Корсеткішке альтернатива ретінде В.2.1.2 [С.2.1(2) және (3)] сәйкес қарапайым үлгілердің қолданылуы арқылы шамамен орындалған динамикалық анализді жасауға болады.

В.2.1.2 [С.2.1(2)] Жойқын соққы кезінде конструкция қатты әрі қозғалыссыз екендігіне байланысты жағдай жасалады, ал соққы кезінде соққы жасаған объект сызық бойымен деформацияланады.

Байланыстың максималды динамикалық күші формула арқылы көрсетіледі (В.1) [(С.1)]

$$F = v_r \cdot \sqrt{km}, (B.1) [(C.1)]$$

мұндағы v_r — соққы кезіндегі объектінің жылдамдығы;

k — соққы жасаған объектінің эквивалентті серпінді қаттылығы (яғни жалпы деформацияға күш салу жағдайы F);

m — соққы жасаған объектінің массасы.

Соққының күшін конструкцияның жоғарғы қабатынан тікбұрышты импульс ретінде көруге болады.

Бұл жағдайда импульстың ұзақтығын мынаған үміт артады:

$$F \Delta t = mv \text{ или } \Delta t = \sqrt{m/k} \quad (B.2) [(C.2)]$$

Қажет болған жағдайда нөлдік емес өсу уақытын енгізуге болады. (Суретке қараңыз В.1[С.1]).

Соғысып қалған объект соққан объектіні бір қалыпты көлденең қиылысу арқылы пішіндесе (суретке қараңыз В.1[С.1]), бұл жағдайда, келесі кескіндерді қолдануға болады олар: (В.3) [(С.3)] және (В.4) [(С.4)]:

$$k = EA/L, \quad (B.3) [(C.3)]$$

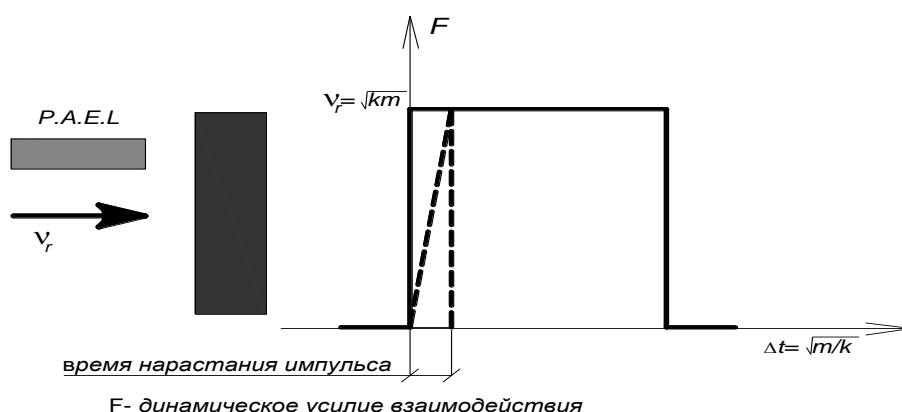
$$m = \rho AL, \quad (B.4) [(C.4)]$$

где L — соққы жасаған объектінің ұзындығы;

A — көлденең қиылыстың ауданы;

E — серпінді модуль;

ρ — соққы жасаушы объектінің массалық тығыздығы.



В.1 [С.1] Сурет — Соққы үлгісі

В.2.1.3 [С.2.1(3)] (В.1) [(С.1)] формуласы бойынша конструкцияның сыртқы қабатына әсер ететін динамикалық күштің максималды көрсеткішін алуға болады. Конструкцияда бұл күштер динамикалық эффектілер шақыруы мүмкін. Осы

эффектілердің жоғарғы шектеуін келесі жағдайда анықтауға болады, яғни конструкцияның әсері серпінді ал қысымы сатылы функция арқылы берілсе (яғни өздерінің соңғы көрсеткішіне дейін тез өсіп кететін функциялар, осыдан соң бұл көрсеткіштер тұрақты болып қалады). Бұл жағдайда динамикалық коэффициент (яғни динамикалық және статикалық әсерлердің байланысы) $\varphi_{dyn} = 2,0$. Егер қысымның жүріп тұрғандығын ескерсек (яғни оның (B.2) [(C.2)] көрсеткішіне байланысты әсерінің шектеулі екенін ескерсек), динамикалық коэффициент қолданады φ_{dyn} , бұл коэффициент 1,0 -нан 1,8 -ге дейінгі кем мағынада түрлендіріп отырушы, және соққы жасаған объектімен конструкцияның динамикалық сипатына байланысты. Ортақ жағдайда тікелей динамикалық анализ жүргізу ұсынылады ол осы қосымшаға қондырылған қысымды қолдану арқылы φ_{dyn} анықтау үшін.

B.2.2 [C.2.2] Жайлы соққы

B.2.2.1 [C.2.2(1)] Егер конструкция серпінді ал соққы жасаушы объект қатты деген болжам жасасақ, онда, B.2.1 [C.2.1] көрсетілген формулалар қолданысқа ие, осыған қарамастан, k — бұл конструкцияның жоқындығын көрсетеді.

B.2.2.2 [C.2.2(2)] Егер конструкцияны пластикалық деформациялар арқылы соққы қуатын бойына сіңіруін есептеу қажет болса, онда конструкцияның қарсы соққы жасаушы объектінің $0,5mv_r^2$ кинетикалық қуатын бойына толық сіңіруі үшін конструкцияның бейімділігінің қажетті дәрежеде болуын қамтамасыз ету қажет.

B.2.2.3 [C.2.2(3)] Шектеулі жағдайдағы конструкция әсерінің серпінді-майысқақтығы жоғарыда айтылған талаптарға сай келесі жағдайда көрініс табады (B.5) [(C.5)]

$$0,5mv_r^2 \leq F_0 y_0, \quad (B.5) [(C.5)]$$

мұндағы F_0 — конструкцияның пластикалық беріктілігі, яғни статикалық күштің шектеулі мәні F ;

y_0 — конструкцияның деформациялануы яғни, конструкцияның ұшырауы мүмкін соққы жағдайының тоғысқан нүктесі.

ЕСКЕРТУ Ұқсас жағдайлар соққыдан жабдықтардың қорғанысы үшін арнайы құрастырылып жатқан қорғаныс конструкциялары немесе құрылыс элементтеріне жұмсалуда. (мысалы келесіге қараңыз, EN 1317 Road restraint systems/Жолдағы шектеуші жүйелер).

B.3 [C.3] Жол көліктерінің жүйесі курсынан ауытқыған соққылар

B.3.1 [C.3(1)] Конструктивті элементпен жүк көлігінің соққысы кезінде соққының жылдамдығы v_r (B.1) [(C.1)] көрсеткішінде (B.6) [(C.6)] формуласы арқылы анықталады.

$$v_r = \sqrt{(v_0^2 - 2as)} = v_0 \cdot \sqrt{1 - d/d_b} \quad (d < d_b), \quad (B.6) [(C.6)]$$

мұндағы (B.2 [C.2] Суретін қараңыз)

v_0 — жол сызығынан ауытқыған жүк көлігінің жылдамдығы;

a — қозғалыс сызығынан ауытқыған жүк көлігінің орташа бәсеңдеуі;

s — жүк көлігінің конструктивті элементіне дейінгі қозғалыс сызығына дейінгі нүктенің ара-қашықтығы (В.2 [С.2] Суретін қараңыз)

d — конструктивті элементке дейінгі қозғалыс сызығы өсінен қашықтығы;
 d_0 — тежегіш жол $d_b = (v_0^2 / 2a) \sin \varphi$, мұндағы φ — ауытқығын көлік құралының курсы мен қозғалыс сызығы арасындағы бұрыш.

В.3.2 [С.3(2)] Базистық өзгерістер бойынша бағытталған нақты ақпараттар жартылай статикалық мәліметтерге және жартылай инженерлік, эксперттік бағалауларға сүйене отырып сүйене отырып В.1 [С.1] кестесінде көрініс тапқан.

ЕСКЕРТУ — сонымен қатар мына қосымшаға назар аударыңыз Б [В].

Кесте В.1 [С.1] — Соққы күшін есептеудің алдын алу мақсатындағы болжамдық мәліметтер

Ауыспалы	Атауы	Болжамды реттеу	Орташа мағына	Стандартты ауытқу
v_0	Көлік құралының жылдамдығы: шоссе, магистраль қалалық жол ішкі аула тұрақ	Логқалыпты Логқалыпты Логқалыпты Логқалыпты	80 км/ч 40 км/ч 15 км/ч 5 км/ч	10 км/ч 8 км/ч 5 км/ч 5 км/ч
a	Бәсеңдеу	Логқалыпты	4,0 м/с ²	1,3 м/с ²
m	Көлік құралының массасы — жүк көлік	Қалыпты	20 000 кг	12 000 кг
m	Көлік құралының массасы — жеңіл көлік	—	1500 кг	—
k	Көлік құралының жойқындығы	Анықталынған көрсеткіш	300 кН/м	—
φ	Бұрыш	Рэлея	10°	10°

В.3.3 [С.3(3)] кестесіне негізделе отырып В.1 [С.1] соққы кезіндегі байланыстың динамикалық күшінің шамамен есептелген келесі көрсеткішін анықтауға болады:

$$F_d = F_0 \cdot \sqrt{1 - d / d_b}, \quad (B.7) [(C.7)]$$

мұндағы F_0 — соққы күші;

d и d_b — (1) қараңыз.

Бағытталған көрсеткіш F_0 және d_b кестеден көрініс тапқан В.2 [С.2] m және v шамамен көрсетілген. Барлық осы көрсеткіштер В.1 [С.1] кестесінде көрсетілген орташа көрсеткіштеріне шамамен сай келеді, қосу немесе алу стандартты ауытқулар.

Кей жағдайларда нақтыланған мәліметтердің орнына қорғаныс деңгейінің, қозғалыс қарқындылығы мен апаттардың жілігіне байланысты талаптарға сай басқа есепті мағыналарды қолдануға тура келеді.

ЕСКЕРТУ 1 Ұсынылып отырған үлгі қатаң жүйелікке ие, және ол маңызды көптеген факторлардың әсерін елемей мүмкін, мысалы, апаттың себебі, бардюрлардың болуын, қуыстардың болуын, қақпалардың болуын деген секілді. Кей жағдайда, шешімін таппаған бәсеңдеу мәндердің әсерлерін ішінара шешімін тауып отырады.

ЕСКЕРТУ 2 соққы күшінің динамикалық есебі F_d (В.7) [(С.7)] формуласы бойынша қауіптілік анализінің негізінде назарға соққының нақты салдарын, бәсеңдеу жылдамдығын, ала отырып модифициялауға жол беріледі, яғни көлік құралының тенденциясы оған қарсы жатқан жолдың бағыты бойынша ауыстырады, осының негізінде көлік құралының конструкциямен соғысып қалуы немес оның жол бағытынан ауытқып кетуі мүмкін деген болжам бар.

В.3.4 [С.3(4)] Динамикалық анализдің болмауы жағдайында, жабдықтың барынша бейімді әсерін алу үшін 1,4 динамикалық коэффициентті пайдалануға болады.

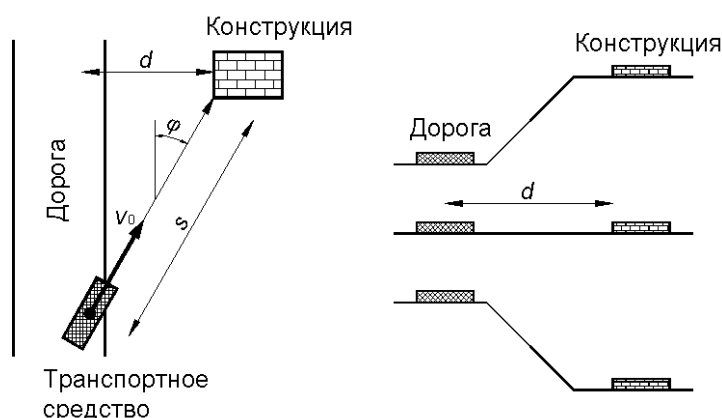
ЕСКЕРТУ Беріліп отырған қосымшадағы күш конструкцияларды барынша серпінді, майысқақ күйіндегі динамикалық анализімен қолдануға арналған.

Кесте В.2 [С.2] Көлік құралының жылдамдығының, және динамикалық соққы күшінің негізгі есептік массасы F_0

Жол түрлері	Масса m , кг	Жылдамдык v_0 , км/ч	Бәсеңдеуі a , м/с ²	Соққы күші F_0 , кН, р осы жағдайда $v_r = v_0$ Мына формула (С.1) арқылы есептелген	Қашықтық d_b^a , м
Автострадалар	30 000	90	3	2400	20
Қала жолдары ^{b)}	30 000	50	3	1300	10
Аулалар:					
тек жеңіл көліктер	1500	20	3	120	2
барлық автокөліктер	30 000	15	3	500	2
Тұрақтар :					
тек жеңіл автокөліктер	1500	10	3	60	1

^{a)} жектеулі жылдамдықтағы жол бөліктері 50 км/ч.

^{b)} мәнін d_b жоғарлау кезінде 0,6 ға және иілу кезінде 1,6 ға көбейтуге болады (С.2 суретін қараңыз).



Сурет В.2 [С.2] — көлік құралының соғысып қалған жағдайындағы кестесі (көтерілу қиылысының тегіст немесе иілмелі жолдардағы көліктің көлденең қалпы мен үстіңгі беті)

В.4 [С.4]Кемелер соққысы**В.4.1 [С.4.1] Ішкі су жолдарындағы кемеңің соққысы**

В.4.1.1 [С.4.1(1)] Әдетте, ішкі су жолдарында кемеңің бағытты конструкциямен соғысып қалуы кемеңің майысқақ деформациясымен немесе серпінділігімен бойына сіңіріп алатын кинематикалық қуатың болуымен орын алатын жойқын соққы деп қарауға болады.

В.4.1.2 [С.4.1(2)] Егер динамикалық анализдер жүзеге аспаса, онда, С.3 кестесі бойынша ішкі су жолдарында орын алған кемеңің соққыдан пайда болған әсерінің болжамды мәнін қолданады.

Кесте В.3 [С.3] — Кемеңің ішкі су жолдарында орын алған соққысынан пайда болған динамикалық әсердің болжамды мәні

Класс СЕМТ ^{а)}	Кеме түрлері	ұзындығы l , м	Массасы m^b , т	Күші F_{dx}^c , кН	Күші F_{dy}^c , кН
I		30 ден 50 дейін	200 ден 400 дейін	2000	1000
II		50 ден 60 дейін	400 ден 650 дейін	3000	1500
III	«Gustav König» («Густав Кениг»)	60 ден 80 дейін	650 ден 1000 дейін	4000	2000
IV	«Еуропа» тобы	80 ден 90 дейін	1000 ден 1500 дейін	5000	2500
V a	Ірі кеме	90 ден 110 дейін	1500 ден 3000 дейін	8000	3500
V b	Сүйреуші + 2 баржа	110 ден 180 дейін	3000 ден 6000 дейін	10 000	4000
VI a	Сүйреуші + 2 баржа	110 ден 180 дейін	3000 ден 6000 дейін	10 000	4000
VI b	Сүйреуші + 4 баржа	110 ден 190 дейін	6000 ден 12 000 дейін	14 000	5000
VI c	Сүйреуші + 6 баржа	190 ден 280	10 000 ден 18 000 дейін	17 000	8000
VII	Сүйреуші + 9 баржа	300	14 000 ден 27 000 дейін	20 000	10 000

^{а)} СЕМТ: European Conference of Ministers of Transport (Көлік министрінің Еуропалық конференциясы), жіктемелер бойынша ұсыныстар 1992 ж. 19 маусымнан бастап қолданылған. Советпен ЕС 1993 ж. 29 қазаннан бастап.

^{б)} Массасы m , т, ($1 \text{ т} = 1000 \text{ кг}$) кеме конструкциясының, жүктің және жылудың массасын қоса отырып кемеңің жалпы массасын ескереді. Оны бойына су көп мөлшерде құйылатындықтан оны Тоннаж деп атайды.

^{с)} Күш F_{dx} және F_{dy} гидрадинамикалық массаның әсерін ала отырып зерттеулерде базаланады, ол су жолдарының барлық түрлері үшін қажетті жағдайды ескереді.

В.4.1.3 [С.4.1(3)] Кесетеді келтірілген болжамды динамикалық мәндерді В.3 [С.3] кемеңің соғысып қалған жағдайында, оның салдарына байланысты түзетулер жасауға болады. Бұл динамикалық мәндерді қирау салдарының үлкендігінен және кішілігіне байланысты есептеуге болады, осыған қоса 3.4 суретке назар аударыңыз.

В.4.1.4 [С.4.1(4)] Егер соққыға ұшыраған конструкцияның динамикалық анализі орындалмай жатса, В.3 [С.3] кестесіндегі болжамды динамикалық мәнін тең келетін динамикалық коэффициентке көбейту қажеттігі айтылады. Шын мәнінде В.3 [С.3]

кестесіндегі мән конструкцияның емес тек соққы жасаған объектінің динамикалық эффектін ғана ескереді.

В.4.3 [С.4.3] Кестесінде динамикалық есептеулер бойынша мәндер келтірілген. Динамикалық коэффициенттің болжамды мәні барлық соққылар үшін 1,3 және қырынан жасалған соққылар үшін 1,7 құрайды.

В.4.1.5 [С.4.1(5)] порттың зонасындағы күш, В.3 [С.3] кестесінде көрсетілген, оны 0,5 көбейтуге болатындығы айтылған.

В.4.2 [С.4.2] Теңіз жолдарындағы кемеңің соққысы

В.4.2.1 [С.4.2(1)] Егер динамикалық анализ орындамаса, онда, В.4 [С.4] кестесінде көрсетілген теңіздің су жолында орын алған кеме соққысының болжамды күшінің мәні қолданылады.

Кесте В.4 [С.4] Теңіз су жолдарындағы кеме соққысының динамикалық күштер байланысының болжамдық мәні

Кеме кластары	Ұзындығы l , м	Массасы m^a , т	Күші $F_{dx}^{b), c)}$, кН	Күші $F_{dy}^{b), c)}$, кН
Кіші	50	3 000	30 000	15 000
Орташа	100	10 000	80 000	40 000
Үлкен	200	40 000	240 000	120 000
Өте үлкен	300	100 000	460 000	230 000

^{a)} m Массасы, т, (1 т = 1000 кг) кеме конструкциясының, жүктің және жылудың массасын қоса отырып кемеңің жалпы массасын ескереді. Оны бойына су көп мөлшерде құйылатындықтан оны Тоннаж деп атайды... Масса m өз бойына қосымша гидравликалық массасын қоспайды.

^{b)} көрсетілген жылдамдық күші шамамен 5,0 м/с құрайды және қосымша гидравликалық массаның эффектін ескереді.

^{c)} Белгілі жағдайда жуандаудың толып кету әсерін ескерген жөн.

В.4.2.2 [С.4.2(2)] Егер конструкцияның соққыға ұшыраған динамикалық анализі орындалмаса, болжамды динамикалық коэффициентті В.4 [С.4] кестесінде көрсетілген мәнге көбейту ұсынылады. Шын мәнінде В.4 [С.4] кестесінде көрсетілген мән конструкцияның емес тек соққы жасаушы объектінің динамикалық әсерін ескеріп ғана қояды.

Динамикалық есептеу бойынша нұсқаулар В.4.3 [С.4.3] кестесінде көрсетілген. Динамикалық коэффициенттің болжамды мәні барлық соққылар үшін. 1,3 және қырынан жасалған соққылар 1,7 құрайды.

(3) Порт зонасындағы В.4 [С.4] кестесінде келтірілген күшті 0,5коэффициентіне көбейту ұсынылады.

(4) соққының жанынан немесе артқы жағынан орын алған жағдайында В.4 [С.4],кестесінде келтірілген жылдамдықтың аздығынан пайда болған күшті 0,3 коэффициентіне көбейту қажеттігі ескеріледі. Жобалау кезіндегі айқындаушы ретінде кез келген соққы орын ала бермейтін қысқа ағындардағы қырынан жасалған соққы болуы мүмкін.

В.4.3 [С.4.3] Ішкі су жолдарында орын алған кеме соққының нақтыланған анализі

В.4.3.1 [С.4.3(1)] Динамикалық соққы күшін $F_{d\text{келесі}}$ (В.8) [(С.8)] – (В.13) [(С.13)] формулалары арқылы анықтау ұсынылады. Бұл жағдайда В.3 [С.3] кестесіндегі кемең лайықты тобын анықтау үшін және жылдамдық ағымында өскен $v_{rd} = 3$ м/с есептік мәнін білу үшін массаның орташа мәнін қолдану ұсынылады.

В.4.3.2 [С.4.3(2)] Гидродинамикалық массаның есебі қажет болған жағдайда, осы мән бойынша кез келген соққы үшін судың тығыздалған массасының лайықты 10% және қырынан орын алған соққының 40% қолдану ескеріледі.

В.4.3.3 [С.4.3(3)] Серпінді деформация кезінде (және $E_{\text{def}} \leq 0,21$ МНм кезінде) есептелген динамикалық соқының күшін (В.8) [(С.8)] кестесі арқылы орындау ұсынылады.

$$F_{\text{dyn,el}} = 10,95 \cdot \sqrt{E_{\text{def}}}, \text{ МН.} \quad (\text{В.8}) [(С.8)]$$

В.4.3.4 [С.4.3(4)] пластикалық деформация кезінде (және $E_{\text{def}} > 0,21$ МНм кезінде) есептелген динамикалық соқының күшін (В.9) [(С.9)] кестесі арқылы орындау ұсынылады.

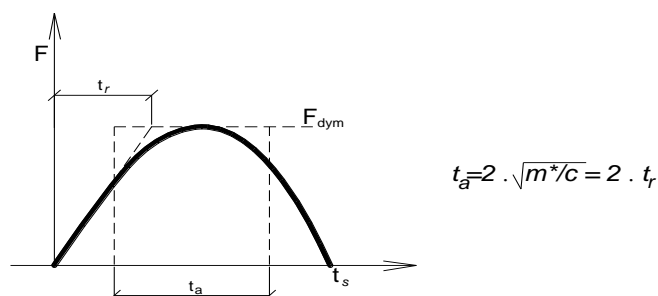
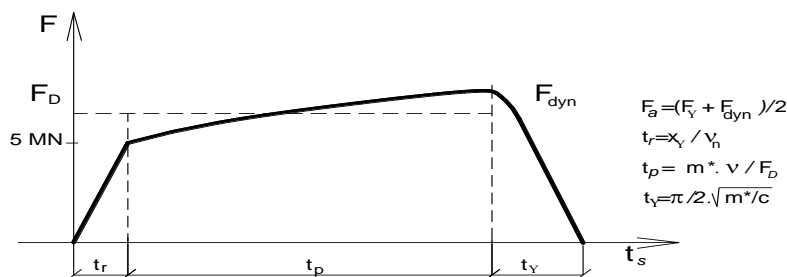
$$F_{\text{dyn,pl}} = 5,0 \cdot \sqrt{1 + 0,128 \cdot E_{\text{def}}}, \text{ МН.} \quad (\text{В.9}) [(С.9)]$$

Деформация қуаты E_{def} , МНм, кез келген соққы жағдайында қолда бар кинетикалық қуатқа сай келеді $E_a, \alpha < 45^\circ$ бұрышты қырынан жасалған соққы кезінде соққы ауытқымалы тайғақ деп санайды да, деформация қуатын келесі үлгіде есептейді.

$$E_{\text{def}} = E_a \cdot (1 - \cos \alpha). \quad (\text{В.10}) [(С.10)]$$

В.4.3.5 [С.4.3(5)] Болжамды әдістерге сүйене отырып соққының күшін есептеу үшін деформацияның қуатын немесе кемең соққы жасаған сипатын анықтайтын ауыспалы базистық болжамды моделдер жайлы мәліметтерді қолдануға болады.

В.4.3.6 [С.4.3(6)] Конструкцияның динамикалық анализін орындау кезінде соққылық күшті $F_{\text{dyn}} < 5$ МН (серпінді соққы) кезіндегі толқынды импульстік жартылай синусоидальдық түрде моделдеу керек немесе $F_{\text{dyn}} > 5$ МН (серпінді соққы) кезіндегі трапецеидальдық импульстар ретінде. Қысымдардың ұзақтығы мен басқада қажетті нақтылықтар3 [С.3] Суретінде келтірілген.

Серпінді соққы ($F_{dyn} \leq 5$ МН)Пластикалық соққы ($F_{dyn} > 5$ МН)

t_r — серпінділік уақытының жойылуы, с;

t_p — пластикалық соққының уақыты, с;

t_e — серпінді әсердің уақыты, с;

t_a — соққының эквиваленттік жалғасуы, с;

t_s — соққының жалпы жалғасуы, с; $t_s = t_r + t_p + t_e$;

c — кемеңің серпінді жойқындығы, 60 МН/м тең;

F_0 — серпінді пластикалық келтірілген күш, 5 МН тең;

x_e — серпінді деформация ($\approx 0,1$ м);

v_n — а) қозғалыс жылдамдығы v кез келген қозғалыста;

б) $v_n = v \cdot \sin \alpha$ қырынан жасалған соққы кезіндегі кемеңің соққы нүктесіне тіке бұрышпен жасалған соққысының жылдамдығы.

Ескеріліп отырған масса m^* :

а) кез-келген соққыдағы: кемеңің жалпы массасы;

б) қырымен жасалған соққы: $m^* = (m_1 + m_{hydr})/3$,

мұндағы m_1 — кеме массасы және m_{hydr} — қосымша гидродинамикалық масса.

Сурет В.3 [С.3] — Кемеңің серпінді және пластикалық әсеріне сай кеме соққысының уақыты мен қысымына байланысты функциясы

В.4.3.7 [С.4.3(7)] Егер соққы күшінің есептік мәні анық болса, мысалы, В.3 [С.3] кестесінен алсақ, және қысымның ұзақтығын есептеу m^* массасын келесідей үлгіде есептеген дұрыс:

— $F_{dyn} > 5$ МН кезінде — E_{def} , (В.9) [(С.9)] формуласы $E_a = 0,5 m^* v_n^2$ кинетикалық әсеріне теңестіріледі.

— $F_{dyn} \leq 5$ МН — кезінде $m^* = (F_{dyn}/v_n)^2 \cdot (1/c)$, МН · с²/м. формуласы бойынша.

(8) Егер жобада есептелген жылдамдық көрсетілмесе, $v_{rd} = 3$ м/с мәнін қолдану ұсынылады, ағымның жылдамдығына қарай ұлғаюы; портта 1,5 м/с жылдамдығын қолдануға болады α бұрышын мүмкін 20° деп қабылдар.

В.4.4 [С.4.4] Теңіз су жолдарындағы кеме соққысының нақтыланған анализі

В.4.4.1 [С.4.4(1)] Порттарда 1,5 м/с жылдамдығын қолдануға болады, тасқын кезінде — 5 м/с.

В.4.4.2 [С.4.4(2)] Теңіз жүк кемелерінің 500 ден 300 000 DWT (DeadWeightTons — өз салмағының тоннасы) дейінгі салмағы кезіндегі динамикалық соққының күшін есептеу үшін (С.11) формуласы бойынша анықтауға болады.

$$F_{bow} = \begin{cases} F_0 \cdot \bar{L} \left[\bar{E}_{imp} + (5,0 - \bar{L}) \bar{L}^{1,6} \right]^{0,5} & \text{при } \bar{E}_{imp} \geq \bar{L}^{2,6}, \\ 2,24 \cdot F_0 \left[\bar{E}_{imp} \bar{L} \right]^{0,5} & \text{при } \bar{E}_{imp} < \bar{L}^{2,6}, \end{cases} \quad (\text{В.11}) \quad [(С.11)]$$

мұндағы $\bar{L} = L_{pp} / 275$ м;

$\bar{E}_{imp} = E_{imp} / 1425$ МНм;

$$E_{imp} = \frac{1}{2} m_x v_0^2;$$

F_{bow} — кеме мұрнының максималды соққысының күші, МН;

F_0 — соққы күшінің бастапқы мәні 210 МН тең;

E_{imp} — пластикалық деформация арқылы сіңірілетін қуат;

L_{pp} — кемеңің ұзындығы, м;

m_x — масса және қозғалыстың ұзақтығына байланысты қосымша масса, 10⁶ кг;

v_0 — кемеңің бастапқы жылдамдығы, $v_0 = 5$ м/с (порттарда — 2,5 м/с).

В.4.4.3 [С.4.4(3)] Болжамды әдістер арқылы есептік соққының күшін анықтау үшін кеме соққысының сипатын немесе деформацияның қуатын анықтайтын ауыспалы базистік болжамдық үлгілерін қолдануға болады.

В.4.4.4 [С.4.4(4)] Баланстың жағдайына байланысты қуаттар (В.12) [(С.12)] формуласы бойынша s_{max} : кемеңің максималды қысылуын анықтайды.

$$s_{max} = \frac{\pi E_{imp}}{2 P_{bow}}. \quad (\text{В.12}) \quad [(С.12)]$$

В.4.4.5 [С.4.4(5)] соққының ұзақтығы T_0 мына (В.13) [(С.13)] формула бойынша анықталады.

$$T_0 \approx 1,67 \cdot \frac{s_{max}}{V_0}. \quad (\text{В.13}) \quad [(С.13)]$$

В.4.4.6 [С.4.4(6)] Егер жобада есептік жылдамдық көрсетілмесе, $v_{rd} = 5$ м/с мәнін қолдану ұсынылады, бұл ағыс жылдамдығына байланысты ұлғайған; порттарда 2,5 м/с жылдамдығын қолдануға болады.

ҚОСЫМША Г [D]
(ақпараттық)
Ішкі жарылыстар⁵

Г.1 [D.1] Қоймалар мен бункерлердегі және ішкі бөлмелердегі шаң-тозаң жарылыстары

Г.1.1 [D.1(1)] шаң-тозаң түрлерін әдетте K_{St} материалының параметрлері арқылы көрсетеді, яғни жарылыс кезінде жабық көлем ретінде көрініс табады. K_{St} мәнін әрбір шаң-тозаң түріне байланысты тәжірибелік стандартты әдістер арқылы анықтауға болады.

ЕСКЕРТУ 1 K_{St} анағұрлым жоғары мағнасы үлкен қысымға алып келеді және жарылыс қысымының өсуінің аз уақытына алып келеді. 3 K_{St} мәні келесідей факторларға байланысты, мысады, химиялық құрамның өзгеруі, бөлшектердің өлшемдері мен ылғалдығының өзгеруі. K_{St} болжамалы мәні Г.1 [D.1] кестесінде көрсетілген.

ТОЛЫҚТЫРУ Жоғарыда айтылған стандартты әдістердің аңқталуы K_{St} , және, одан басқа, p_{max} мынада келтірілген EN 14034 "Determination of explosion characteristics of dust clouds".

Кесте Г.1– K_{St} мәні мен p_{max} шаң-тозаңға арналған

Кесте Г.1 келесі кестенің негізінде [кесте D.1] (көлеңкеленген)		[D.1] кестеге толықтырулар
Шаң-тозаң түрлері	K_{St} , кН/м ² · м/с	p_{max} , кН/м ²
Коңыр көмір	18 000	430
Целлюлоза	27 000	970
Кофе	9000	900
Жүгері, және де үгітілген	12 000	940-1030
Жүгері крахмалы	21 000	1000
Дән	13 000	900
Сүт ұнтағы	16 000	900
Тас көмір	13 000	920
Араласқан жем	4000	
Қағаз	6000	900
Бұршақ ұны	14 000	
Бояғыш заттар (пигменттер)	29 000	1000
Резеңке	14 000	850
Қара бидай ұны мен бидай ұны	10 000	920
Соя ұны	12 000	900
Қант	15 000	900
Кіржуғыш ұнтақ	27 000	900
Ағаш, ағаш ұны	22 000	1000
Кестеге толықтырулар [D.1]		
Алюмини ұнтағы	110000	1300
Күл	3500	190
Теріскен	8300	770
Картоп ұны	11500	880
Кокс	14600	820
Целлюлоза пульпасы	6200	990
Тығын	20200	960

Кесте Г.1– мәні K_{St} и p_{max} шаң-тозаңға арналған (қосымша)

Шаң түрлері	K_{St} , кН/м ² · м/с	p_{max} , кН/м ²
Кестеге толықтырулар [D.1]		
Тапиока (сауыр)	6200	940
Ағаш активтендірілген көмір	1400	770
Аскорбин қышқылы	11100	900
Кальцийацетаты	900 – 2100	520-650
Декстрин	10600	880
Лактоза	8100	770
Полиэтилен	15600	800
Эпоксидтік смоласы	12900	790
Полипропилен	10100	840
Поливинилхлорид	4600 – 9800	760-830

ЕСКЕРТУ 2 Жарылыс кезінде қысым 20–50 мс арқылы өзінің максималды мәніне жетеді. Нормалық мәнге дейін құлау қорғаныш конструкциялары мен бөлмелердің геометриясына қатты байланысты.

ЕСКЕРТУ 3 Сонымен қосакелесіге назар аударыңыз ISO 1684-a Explosion protection systems. Part 1: Determination of explosion indices of combustible dusts in air (Жарылыстан қорғайтын қорғаныс жүйесі. 1 Бөлім. Ауадағы жылы шаң-тозаң жарылысының индекстерін анықтау).

Г.1.2 [D.1(2)] Текше және керілген бөлмелердегі және бункерлердегі қорғаныс конструкцияларының жарылыс кезіндегі ішкі шаңды (Г.1) [(D.1)] формула бойынша анықтау ұсынылады.

$$A = (4,485 \times 10^{-8} \times p_{max} \times K_{St} \times p_{red,max}^{-0,569} + 0,027 \times (p_{stat} - 10) \times p_{red,max}^{-0,5}) \times V^{0,753} \quad (Г.1)[(D.1)]$$

мұндағы A – алдын алу конструкцияларының алаңы, м²;

p_{max} – шаң-тозаң жарылысы кезіндегі максималды қысым, кН/м²;

K_{St} – шаң-тозаң бұлттының деформациясының индексі, кН/м² · м · с⁻¹, келесі Кестеге қараңыз Г.1 [D.1];

$p_{red,max}$ – алдын алу конструкциялары бар бөлмелердегі жабық конструкциялардың қысымның максималды төмендеуінің болжамы, кН/м²;

p_{stat} – алдын алу конструкцияларының іске қосылуының статикалық қысымы, осы конструкциялардың алаңдарының өлшемін ескере отырып, кН/м²;

V – бөлменің көлемі, қойма немесе бункерлер, м³.

Формуласы (Г.1) [(D.1)] келесі шектеулермен қолданылады:

– $0,1 \text{ м}^3 \leq V \leq 10\,000 \text{ м}^3$;

– $H/D \leq 2$, где H – биіктік және D – керілген бөлменің, қойманың немесе бункердің диаметрі,

– $10 \text{ кН/м}^2 \leq p_{stat} \leq 100 \text{ кН/м}^2$, инерциясыз әсер ететін массаның панелдер мен дисктерді бұзуы;

– $10 \text{ кН/м}^2 \leq p_{red,max} \leq 200 \text{ кН/м}^2$;

– $500 \text{ кН/м}^2 \leq p_{max} \leq 1000 \text{ кН/м}^2$ для $1000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1} \leq K_{St} \leq 30000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1}$;

$$-500 \text{ кН/м}^2 \leq p_{\max} \leq 1200 \text{ кН/м}^2 \text{ для } 30000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1} \leq K_{St} \leq 80000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1}.$$

Г.1.3 [D.1(3)] тікбұрышты оқшауланған конструкциялардың алдын алу құралдарын келесі формула арқылы анықтауға болады (Г.2) [(D.2)].

$$A = (4,485 \times 10^{-8} \times p_{\max} \times K_{St} \times p_{Bem}^{-0,569} + 0,027 \times (p_{stat} - 10) \times p_{Bem}^{-0,5}) \times V^{0,753} \quad (\text{Г.2}) [(D.2)]$$

мұндағы

A – алдын алу құрылғылардың қоймасы, м²;

p_{\max} – шаң-тозаң жарылысының максималды қысымы, кН/м²;

K_{St} – шаң-тозаң бұлтты деформациясының индексі, кН/м² · м · с⁻¹, келесі кестеге қараңыз Г.1 [D.1];

p_{Bem} – конструкцияның негізделген беріктілігіне сай қысымы, кН/м²;

ТОЛЫҚТЫРУЛАР Кей бір конструкциялардың негізделген беріктілік мәндерінің болжамы келесі Кестеде келтірілген Г.2:

Кесте Г.2 – Конструкцияларды қирауы кезіндегі жарылысының есептік қысымы

Ғимарат конструкциясы	Қысым, кН/м ²
Терезе және есік құралдарының толуы	0,4÷1,8
Тас (кірпіш және блокты) қабырғалар	1,0÷4,0
Жеңіл бетоннан жасалған қабырғалар панелдері	0,8÷2,0
Жабындының темір-бетон плиталары	2,0÷10,0
Шатыр тірегіштер мен фермалар	2,5÷12,0
Қаңқаның бағаналары	5,0÷20,0

p_{stat} – алдын алу құрылғылары активациясының статикалық қысымы, оны осы құрылғылардың аумақтарының көлемін ескере отырып, кН/м²;

V – тікбұрышты оқшауланған конструкциялардың көлемі (enclosure), м³.

Келесідей шектемелері бар қолданылатын формула (Г.2) [(D.2)]:

$$-0,1 \text{ м}^3 \leq V \leq 10 \text{ 000 м}^3;$$

$$-L_3/D_E \leq 2, \text{ где } L_3 - \text{оқшауланған конструкцияның максималды өлшемі (enclosure);}$$

$$D_E = 2 \cdot (L_1 \cdot L_2 / \pi)^{0,5};$$

L_1, L_2 – оқшауланған конструкциялардың басқада өлшемдері (enclosure);

$-10 \text{ кН/м}^2 \leq p_{stat} \leq 100 \text{ кН/м}^2$, тәжірибе жүзінде инерциясыз әсер ететін аз ғана массаның панелдер мен дискілердің қирауы;

$$-10 \text{ кН/м}^2 \leq p_{Bem} \leq 200 \text{ кН/м}^2;$$

$$500 \text{ кН/м}^2 \leq p_{\max} \leq 1000 \text{ кН/м}^2 \text{ для } 1000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1} \leq K_{St} \leq 30000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1};$$

$$-500 \text{ кН/м}^2 \leq p_{\max} \leq 1200 \text{ кН/м}^2 \text{ для } 30000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1} \leq K_{St} \leq 80000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1}.$$

Г.1.4 [D.1(4)] Керілген бөлмелер үшін мына $L_3/D_E \geq 2$ кезінде алдын алу құрылғыларының келесідей аумақтарының өсуін ескерген жөн:

$$\Delta A_H = A \times (-4,305 \times \lg(p_{Bem}) + 9,368) \times \lg(L_3/D_E), \quad (\text{Г.3}) [(D.3)]$$

мұндағы ΔA_H — лақтырылған элементтер аумақтарының ұлғаюы, м².

Г.2 [D.2] Табиғи газ жарылыстары

Г.2.1 [D.2(1)] Табиғи газ орнатылған ғимараттарда конструкциялар (Г.4)[(D.4)] және (Г.5)[(D.5)] формуласы арқылы анықталған эквивалентті статикалық номиналды қысымды пайдалана отырып ғимарат ішіндегі табиға газ жарылыстары үшін есептелген, бұдан басқа, анықтауларға үлкен мән беріледі:

$$p_d = 3 + p_{stat} \quad (\text{Г.4}) [(D.4)]$$

немесе

$$p_d = 3 + p_{stat}/2 + 0,04/(A_v/V)^2, \quad (\text{Г.5}) [(D.5)]$$

мұндағы

p_{stat} – тең таратылған статикалық қысым, бұның арқасында алдын алу конструкциялары іске қосылады, кН/м²;

A_v – жеңіл таралатын элементтер аумағы, м²;

V – тікбұрышты бөлмелер көлемі, м³.

(Г.4)[(D.4)] және (Г.5)[(D.5)] формулалары бөлмелерге 1000 м³ –ге дейін таралады.

ЕСКЕРТУ Дефлаграция қысымы бір уақытта бөлменің барлық қоршауларына бірдей әсер етеді.

Г.2.2 [D.2(2)] Егер алдын алу конструкциялары келесідей түрлі мәндермен p_{stat} сипат алатын болса, бұл жағдайда, p_{stat} осы мәнді максималды түрде қолданған жөн. $p_d > 50$ кН/м² мәнін ескермейді.

Г.2.3 [D.2(3)] алдын алу конструкцияларының аумағының көлемге байланысы жағдайды қолда ұстауы қажет (Г.6) [(D.6)]:

$$0,05 (1/\text{м}) \leq A_v/V \leq 0,15. \quad (\text{Г.6}) [(D.6)]$$

Г.3 [D.3] Авто және теміржол тунелдеріндегі жарылыстар

Г.3.1 [D.3(1)] Авто немесе теміржол тунелдеріндегі детонация жағдайында (Г.7) [(D.7)] – (Г.9) [(D.9)] формулаларына сай қысым мен уақыт аралығына байланысты функцияны қолдану ұсынылады (Г.1а [D.1а] суретін қараңыз):

$$p(x,t) = p_0 \times \exp(-(t-|x|/c_1)/t_0) \quad \text{для} \quad |x|/c_1 \leq t \leq |x|/c_2 - |x|/c_1; \quad (\text{Г.7}) [(D.7)]$$

$$p(x,t) = p_0 \times \exp(-(|x|/c_2 - 2|x|/c_1)/t_0) \quad \text{для} \quad |x|/c_2 - |x|/c_1 \leq t \leq |x|/c_2; \quad (\text{Г.8}) [(D.8)]$$

$$p(x,t) = 0 \quad \text{барлық басқа да жағдайлар үшін}, \quad (\text{Г.9}) [(D.9)]$$

мұндағы

p_0 – шарықтау қысым (сұйытылған газдан жасалған кәдімгі отын үшін 2000 кН/м² тең);

c_1 – соққы толқынының таралу жылдамдығы (~ 1800 м/с);

c_2 – ыстық газдарға дыбыстық таралу жылдамдығы (~ 800 м/с);

t_0 – тұрақты көлем уақыт (0,01 с тең);

$|x|$ – жарылыс нүктесіне дейінгі қашықтық;

t – уақыт, с.

Г.3.2 [D.3(2)] Авто немесе теміржол тунелдеріндегі дефлаграция гезінде келесі қисықты қарастыру ескеріледі «қысым – уақыт» (Г.1б [D.1b] суретін қараңыз:

$$p(t) = 4 \times p_0 \times (t/t_0) \times (1-t/t_0) \quad \text{для } 0 \leq t \leq t_0, \quad (\text{Г.10}) [(\text{D.10})]$$

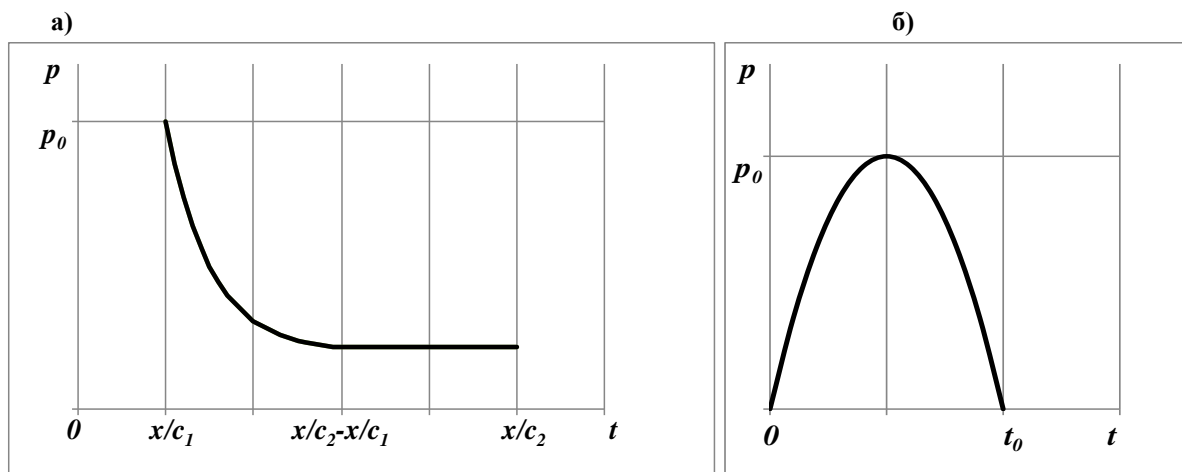
мұндағы

p_0 – пиктік қысым (сұйытылған газдан жасалған кәдімгі отын үшін 100 кН/м² тең);

t_0 – кунделікті уақыт (0,1 с тең);

t – уақыт, с.

Г.3.3 [D.3(3)](Г.10)[(D.10)] формулалары бойынша анықталған қысым, тунелдің барлық ішкі аумағына қолданылуы мүмкін.



Сурет Г.1 [D.1] – Қысымның детонация (а) мен дефлагация (б) үшін уақыт функциясы ретінде.

ҚОСЫМША Д*(ақпараттық)***Алдын алу конструкцияларының жарылыс кезінде қысым мен аумақты анықтайтын альтернативті әдістері**

Беріліп отырған қосымшада алдын алу конструкцияларының жарылыс кезінде қысым мен аумақты анықтайтын әдістері келтірілген. Келтіріліп отырған әдістер CEN де өңделген документтерде көрсетілген әдістерге негізделген, әдетте, бұл Еуропалық нормативтің басылымнан шыққан сәттен кейін EN 1991-1-7:2006.

Д.1 Шаң-тозаң жарылыстары

Д.1.1 беріліп отырған бөлімде EN 14491 «Dust explosion venting protective systems» бойынша әдістемесі беріліп отыр.

ЕСКЕРТУ Бұл формулаларда қысым өлшеудің жүйеден тыс бірлігі пайдаланылады «бар», шамамен бір атмосфераға тең. Бір бар 10^5 Па-ға ие, немесе 10^6 дин/см² (СГС жүйесінде). Бұрынғы кезде бар – СГС жүйесі бірлігінің атауы, ол 1 дин/см² = $0,1$ Па-ға тең.

Д.1.2 **Жеке тұйықталған конструкциялар үшін** (бункерлер, силостар, резервуарлар және т.б.), оларда тұйықталған конструкциялар арасындағы жалынның таралуын алдын алу үшін қарастырылған әдістер (жарылыстың оқшаулануы), келесі формулаларды пайдалану ұсынылады:

а) $0,1$ кезінде бар $\leq p_{red,max} < 1,5$ бар

$$A = B (1 + C \times \lg (L/D)), \quad (Д.1)$$

мұндағы

A – қорғаныс конструкциясының аумағы;

ЕСКЕРТУ A аумағы ұсыныстарда көрсетіледі, яғни құрылғының эффективтілігі бойынша коэффициенті E_f (EN 14797 «Explosion venting devices» бойынша анықтайды) тең 1 және, осылайша, қорғаныс конструкциясының эффективті аумағы қорғаныс конструкциясының физикалық (геометриялық) аумағына тең. Кейбір құрылғылар 1 ден төмен эффективті коэффициентке ие, және осылайша қорғаныс конструкциясының эффективті аумағы оның физикалық аумағынан аз болады. Құрылғы эффективтілігінің төмендетілген компенсациясы үшін келесі аумақты қолданған дұрыс болады $A_v = A / E_f$ (Д.2 формуласы).

$$B = (3,264 \times 10^{-5} \times p_{max} \times K_{St} \times p_{red,max}^{-0,569} + 0,27 \times (p_{stat} - 0,1) \times p_{red,max}^{-0,5}) \times V^{0,753} \quad (Д.3)$$

$$C = (-4,305 \times \lg(p_{red,max}) + 0,758) \quad (Д.4)$$

L/D – тұйық конструкцияның ұзындығы (биіктігі) мен диаметрі арасындағы ұқсастық;

б) $1,5$ кезінде бар $\leq p_{red,max} < 2,0$ бар

$$A = B \quad (Д.5)$$

(және де (Д.1) формуласына қатысты ескеруді қараңыз).

Д.1.2.1 Формулалары (Д.1) – (Д.5) келесідей жаңғдайда қолданысқа ие:

а) тұйық оқшауланған конструкцияның көлемі $0,1 \text{ м}^3 \leq V \leq 10000 \text{ м}^3$;

б) $0,1 \text{ бар} \leq p_{\text{stat}} \leq 1,0 \text{ бар}$;

егер $p_{\text{stat}} < 0,1 \text{ бар}$, мынаны қолданған жөн $p_{\text{stat}} = 0,1 \text{ бар}$;

в) $p_{\text{stat}} \leq p_{\text{red,max}} \leq 2,0 \text{ бар}$;

ұсыныстар $0,12 \text{ бар} \leq p_{\text{red,max}}$;

г) $5 \text{ бар} \leq p_{\text{max}} \leq 10 \text{ бар}$ мына $10 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \leq K_{\text{St}} \leq 300 \text{ бар} \cdot \text{м/с}$ үшін;

$5 \text{ бар} \leq p_{\text{max}} \leq 12 \text{ бар}$ мына $300 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \leq K_{\text{St}} \leq 800 \text{ бар} \cdot \text{м/с}$ үшін;

д) қоршаған ортадағы қысым $80 - 110 \text{ кПа}$,

температура -20°C дан 60°C –қа дейін (варияция кезінде кем дегенде $0,5^\circ\text{C}$ минутына);

қалыпты ылғалдылық 5% дан 85% -ға дейін;

оттегі құрамы $(20 \pm 0,2)\%$;

е) $1 \leq L/D \leq 20$; алып тасталыну бойынша ұсыныстар L/D Д1.2.2 тармағында көрсетілген.

Егер жоғарыда айтылған жағдайлардың бірі немес бірнешесі орындалмаса, (Д.1) – (Д.5) формулаларының қолданылуы лайықты органдарға сай болуы қажет.

Д1.2.2 конструкцияны керілген немесе тұйық кез келген жағдайында және қорғаныс құрылғысының кез келген қалыпта орналасуына қарамастан L/D қатынасын анықтау үшін келесідей процедуралар қолданылады:

а) жалынның қорғаныс құрылғысына дейін тарауы мүмкін максималды қалыпты жолды бағалау (H);

б) жалынның оқшауланған конструкциясының максималды қалыпты жолымен өтуіп кетуі мүмкін бөлігінің көлемін анықтау (V_{eff});

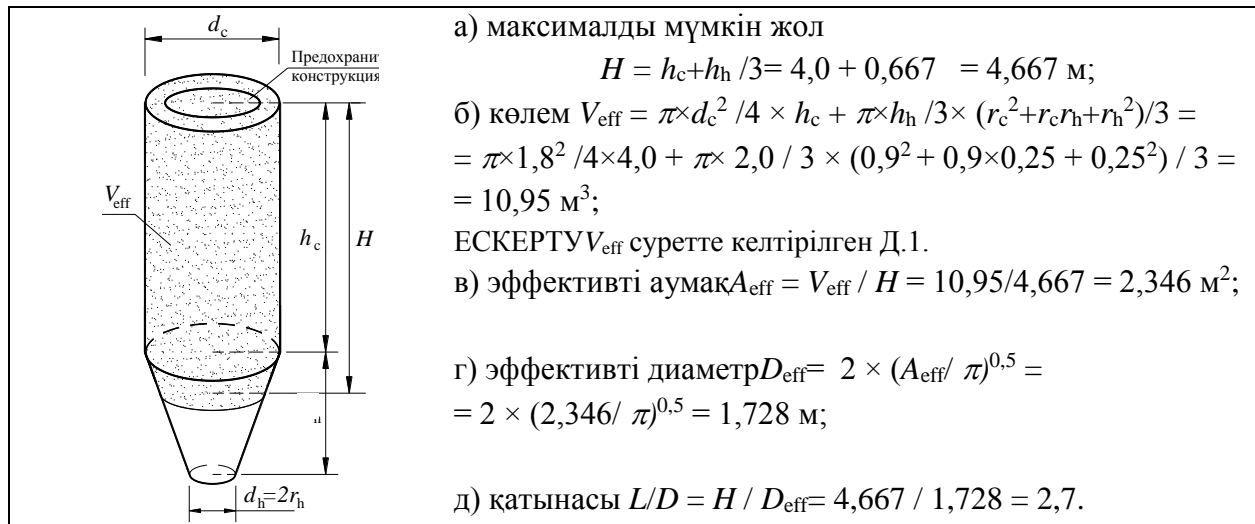
ЕСКЕРТУ V_{eff} – көп жағдайда қорғаныс құрылғысының аумағын анықтайтын көлем бола бермейді.

в) оқшауланған конструкцияның эффективті аумағын алу үшін V_{eff} ті H ға бөлу (A_{eff});

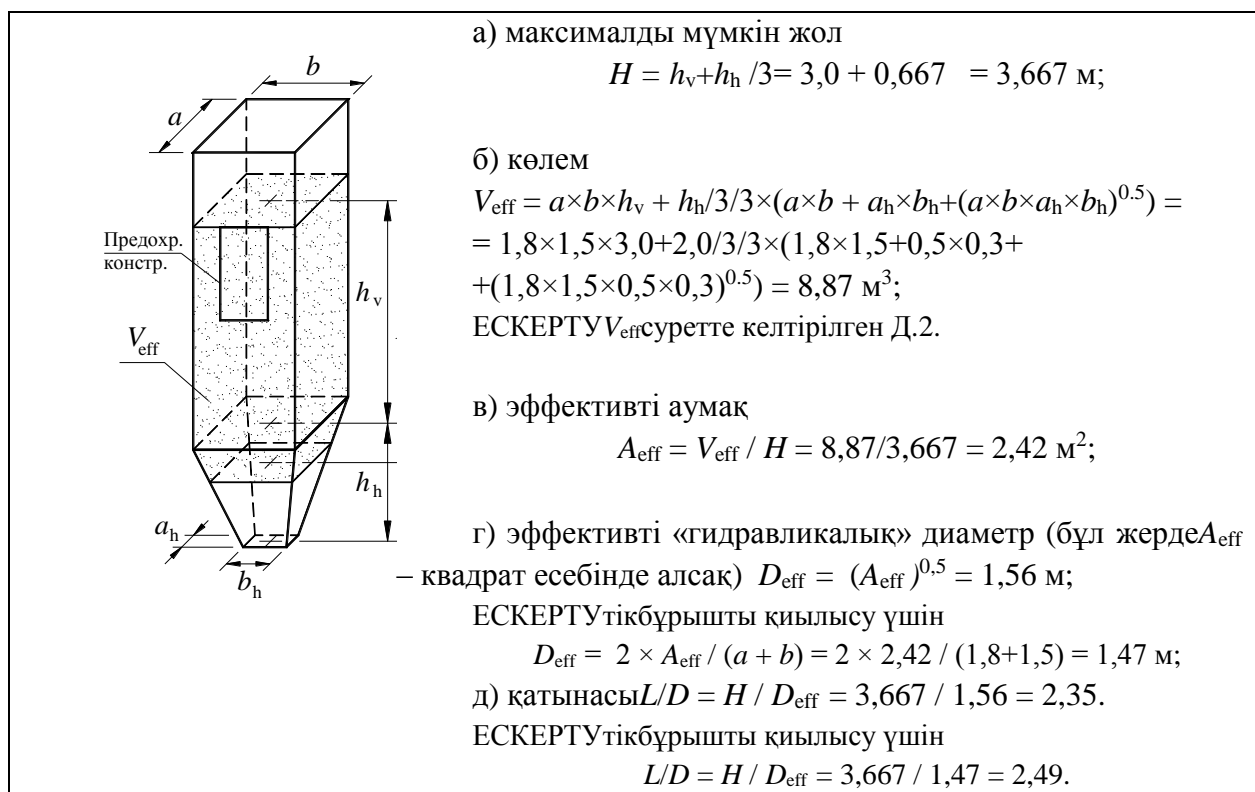
г) A_{eff} ; формулаға қарамастан, оқшауланған кеңістіктің эффективті диаметрін (D_{eff}) анықтау.

д) L/D қатынасын анықтау.

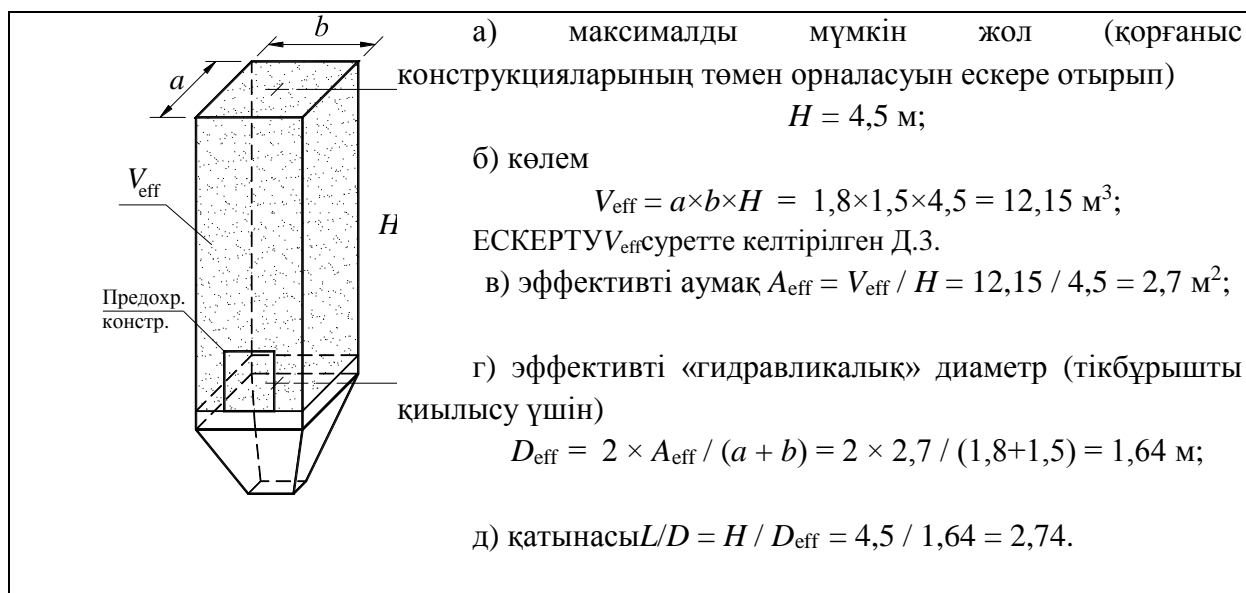
L/D қатынасын анықтау үлгісі төмендегі суретте келтірілген (Д.1 – Д.3 Суреттерге назар аударыңыз).



Сурет Д.1



Сурет Д.2



Сурет Д.3

Д.1.3 Білу үшін келесі формулаларды қолдануды ұсынамыз:

$$A = C \times A_s \times (p_{\text{red,max}})^{0,5}, \quad (\text{Д.6})$$

мұндағы

A – қорғаныс конструкцияларының геометриялық аумағы, м^2 ;

ЕСКЕРТУ A аумағы құрылғы эффективтілігінің коэффициенті E_f (EN 14797 «Explosion venting devices» анықталады) және ол 1 тең;

Қорғаныс конструкциясының қажетті аумағы $A_v = A / E_f$ (Д.2 формуласын қараңыз).

C – ол келесі үлгіде қолданылатын константа:

$$0 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \leq K_{St} \leq 100 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \text{ үшін} \quad C = 0,018 \text{ бар}^{0,5};$$

$$100 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \leq K_{St} \leq 200 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \text{ үшін} \quad C = 0,026 \text{ бар}^{0,5};$$

$$200 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \leq K_{St} \leq 300 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \text{ үшін} \quad C = 0,030 \text{ бар}^{0,5}.$$

A_s – оқшауланған конструкцияның ішкі жағының аумағы, м^2 ;

ЕСКЕРТУ A_s аумағы толық аумақ ретінде анықталады, ол өзіне жарылыстан сақтайтын барлық аумақтың жоғарғы жағын қосады. Конструктивті емес элементтер (мысалы, бөлгіш қабырғалар), олар қажет кезінде пайда болатын қысымға жауап бере алмайды, сондықтан олар бұл аумаққа кірмеуі тиіс. Олар қорғаныс құрылғылардың жинағы ретінде қысымға қарсы тұратын A_s жабынды аумақтан, (жоғарғы қабат), қабырғалар, еден секілді заттардан құралуы тиіс. Болмашы істен шыққандық және бақылаусыздықтар көңіл аудармай, қараусыз қалдырудан болатын жағдайлар.

$p_{\text{red,max}}$ беріліп отырған формуланы қолдану 0,1 бар жоғары болмауы тиіс.

Д.1.3.1 Қорғаныс конструкциялары (қысым жинағыш құрылғы) оқшаулаушы конструкциялары бойынша симметриялық бір деңгейде таралуды қажет етеді.

Бағалау кезінде $p_{red,max}$ назарға конструктивті элементтің ең аз деген қабілеттілігін ескерген жөн, және осы элементтерге сүйенетін басқа да құрылғыларды немесе жабдықтарды назарда ұстаған жөн.

Конструкциялардың ерекшеліктері мен олардың қысымын ескерген жөн.

ЕСКЕРТУ Мысалы, шекара (жабынды) әдетте қысымның төменне жоғарыға қарай әсеріне төтеп бере алмайды. Қар қысымының болуы p_{stat} , а жоғарлатып жіберуі мүмкін, осылайша, және $p_{red,max}$. ҚЫСЫМ $p_{red,max}$, тәртіп бойынша, әр кезде жоғарлатады p_{stat} ең кіші көрсеткіште, 0,02 бар.

Д.2 Газ жарылыстары

Д.2.1 Беріліп отырған бөлімде EN 14994 «Gas explosion venting protective systems» бойынша әдістемелер берілген.

ЕСКЕРТУ Формулаларда қысым өлшемінің жүйесіз бірлігі қолданылады «бар», ол шамамен бір атмосфераға тең. Бір бар 10^5 Па немесе 10^6 дин/см² тең (СГС жүйесінде). Кезінде бар –СГС жүйесінің атауы, 1 дин/см² = 0,1 Па тең.

Д.2.2 Қорғаныс конструкциялары (қысым жинайтын құрылғы) EN 14797 «Explosion venting devices» сай болуы тиіс.

Д.2.3 газ бұлтының дефлагация индексі K_G және жарылыстың максималды қысымы p_{max} келесі дәрежелерге сай анықталуы тиіс EN 13673 «Determination of the maximum explosion pressure and the maximum rate of pressure rise of gases and vapours».

Д.2.4 Беріліп отырған әдіс оқшауланған конструкциялардың арасындағы жалынның таралуын алдын алатын жағдайдағы осыған сай әдістер қарастырылған жеке оқшауланған конструкцияларға қолданылады (жарылыстың оқшаулауы).

Бұл әдіс оқшауланған конструкцияның ішіндегі атмосфераны жалындау кезінде толық бір қалпын сақтайды деп қарастырады.

Осы әдіске байланысты қорғаныс конструкциясының аумағын келесі формула арқылы анықтайды:

$$A = (((0,1265 \times \lg(K_G) - 0,0567) \times p_{red}^{-0,5817}) + (0,1754 \times p_{red}^{-0,5722} \times (p_{stat} - 0,1)) \times V^{2/3}, \quad (Д.7)$$

мұндағы

A – қорғаныс конструкциясының геометриялық аумағы, м²;

ЕСКЕРТУ A аумағы құрылғы эффективтілігінің коэффициенті E_f (EN 14797 «Explosion venting devices» анықталады) және ол 1 тең;

A_v – қорғаныс конструкциясының аумағы құрылғының эффективтілігінің коэффициенті $E_f < 1$, м²; $A_v = A / E_f$ (Д.2 формуласын қараңыз).

K_G – газ бұлтының дефлагация индексі, бар·м/с; болжамалы мән $K_{Gкей}$ газдар үшін Д.1 кестесінде көрсетілген.

Кесте Д.1 – кей газдар үшін болжамалы мәндер K_G .

Газ	p_{\max} , бар	K_G , бар·м/с
Ацетилен	10,6	1415
Бутан	8,0	92
Этан	7,8	106
Сутек	6,8	550
Изопропанол	7,8	83
Метан	7,1	55
Метанол	7,5	75
Неопентан	7,8	60
Пентан	7,8	104
Пропан	7,9	100

p_{red} – жарылыстың шамадан тыс төменгі қысымы, бар;

p_{stat} – қорғаныс конструкциясы активациясының статикалық қысымы, бар;

V – оқшауланған конструкцияның көлемі, м³.

(Д.7) формуласы келесі жағдайлар үшін қолданылады:

а) оқшауланған конструкция турбуленттілік туғызатын элементке ие емес;

б) $K_G \leq 550$ бар·м/с;

в) $0,1 \text{ бар} \leq p_{\text{stat}} \leq 0,5 \text{ бар}$;

г) $p_{\text{red}} \leq 2,0 \text{ бар}$;

д) $p_{\text{red}} > p_{\text{stat}} + 0,05 \text{ бар}$;

е) $V \leq 1000 \text{ м}^3$;

ж) конструкцияның ұзындығы (биіктігі) және диаметрі арасындағы қатынас

$$L/D \leq 2;$$

з) жағдайдың маңызы – атмосфералық қысым;

и) $E_f = 1$ қорғаныс конструкциялары үшін (қысым түсіруші құрылғылары), шамамен кемдегенде $0,5 \text{ кг/м}^2$ массаны құрайды;

к) $E_f = 1$ массасы $0,5 \text{ кг/м}^2$ немесе $A_v/V^{0,753} < 0,07$ жағдайында кем дегенде 10 кг/м^2 тең қорғаныс конструкциялары үшін; бұл шамамен осылар үшін $p_{\text{stat}} \leq 0,1 \text{ бар}$ и $0,1 \text{ бар} < p_{\text{red}} < 2,0 \text{ бар}$;

л) барлық басқада жағдайлар үшін және 10 кг/м^2 астам массаға ие қорғаныс конструкциясы үшін эффектілілік коэффициенті E_f келесі жағдайда анықталуы тиіс EN 14797 «Explosion venting devices».

Д.2.5 Жарылыстың шамадан тыс және төменгі қысымын бағалау кезіндегі бастапқы көтеріңкі қысымды емеппеу келесі формула бойынша жүзеге асуы мүмкін:

$$p_{\text{red}2} = p_{\text{red}1} \times (p_2 + 1)^\gamma, \quad (\text{Д.8})$$

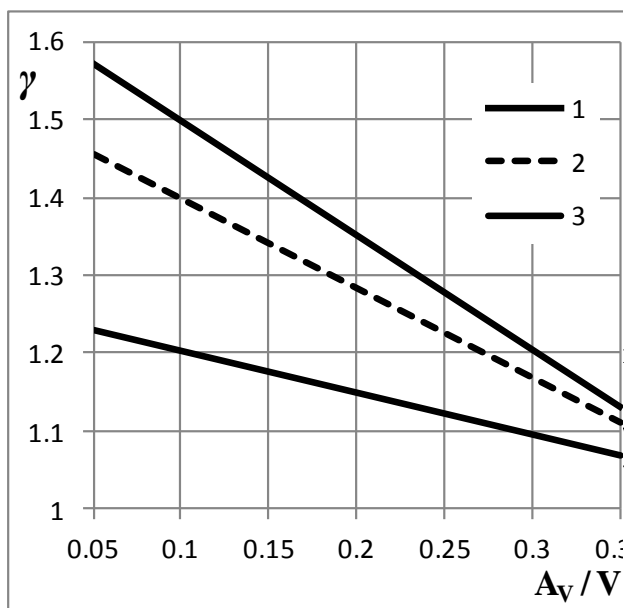
мұндағы

p_2 – қысымның бастапқы жоғарлауы, бар;

$p_{\text{red}1}$ – Д.2.4 тармағында қолданылғын әдіс бойынша анықталғандай жарылыстың атмосфера қысымымен шамадан тыс төмендеу қысымы, бар;

$p_{\text{red}2}$ – жарылыстың шамадан тыс қысымының шын төмендетілуі;

γ – көрсеткіш деңгейі, ол Д.4 суретінде көрсетілгендей қорғаныс конструкциясының аумағынан және оқшауланған конструкцияның көлеміне байланысты.



1 – пропан

2 – этилен

3 – сутек

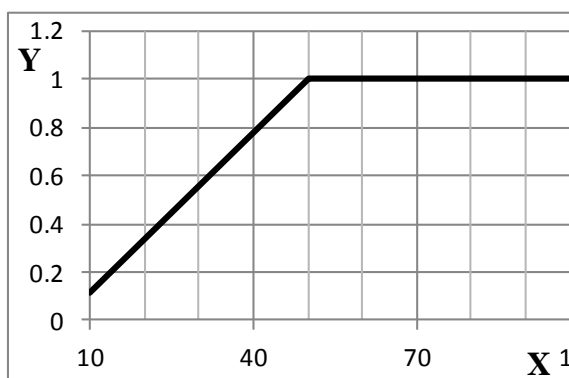
ЕСКЕРТУ Д.4 Сурет

3 барға дейінгі бастапқы қысымда қолданылады.

K_G , пропанды 1,3 реттен аса басып түсетін құрамында K_G бар газды қолдану үшін арналған пропан кестесі.

Сурет Д.4

Д.2.6 окшауланған конструкцияны жарылу қауіпі бар сұйықтықпен толтырылу есебінің орындалуын мүмкін Д.5 суретінен көре аласыз.



X – толу дәрежесі, %;

Y – $(p_{red,max})/(p_{red,max} 100\% \text{ дәрежеде})$.

ЕСКЕРТУ Графиктің қолданылу жағдайы:

- 100% толтырылу үшін кемінде 1 барға төмендетілген қысым кезінде p_{red} ;
- қорғаныс құрылғысының активациясы кезіндегі $p_{stat}=0,1$ бар статикалық қысым.

Сурет Д.5

Д.2.7 Төменде көрсетілген әдіс жеке тартылысы бар окшауланған конструкция кезінде қолданылады, яғни олардың окшауланған конструкцияның ұзындығы (биіктігі) және диаметрі арасындағы байланысы $2 < L/D \leq 10$ тең болған кезде.

Бұл әдістің пайымдауынша

- окшауланған конструкция ішіндегі газдық сұйықтық бір қалыпты күйде болады, ал окшауланған конструкция турбуленттілік шақыратын элементке ие болмайды;
- окшауланған конструкцияның пішіні майысқақ немесе көлденең қиылысу өлшемдеріне ие емес;
- газдар немесе газдық сұйықтықтар пропан немесе метанның жану жылдамдығы сияқты үлкен жылдамдықпен жануы мүмкін.

Д.2.7.1 Егер қорғаныс құрылғылары оқшауланған конструкцияның екі жағынада орналастырылсы, (торцта немесе торцқа жақын қабырғада) онда қысымның төмендігін келесі формула бойынша анықтайды (Д.9) – (Д.11).

Осы формулаларды, кей жағдай да қолданамыз, мысалы, оқшауланған конструкцияның бойына қосымша қорғаныс құрылғыларын орнатқан кезінде.

$$p_{\text{red}} = p_{\text{stat}} + (0,023 \times S_{\text{ui}}^2 \times K \times W \times (L/D)^{1/3}) / V^{1/3} \quad (\text{Д.9})$$

$$p_{\text{red}} = 0,015 \times d \times K \quad \text{осы үшін } p_{\text{stat}} \leq 0,06 \text{ бар;} \quad (\text{Д.10})$$

$$p_{\text{red}} = 0,015 \times d \times K + 0,15 \quad \text{осы үшін } p_{\text{stat}} > 0,06 \text{ бар;} \quad (\text{Д.11})$$

мұндағы

p_{red} – жарылыстың төмендетілген қысымы, бар;

p_{stat} – қорғаныс конструкцияларының активациясының статикалық қысымы;

S_{ui} – газдың жану жылдамдығы, м/с;

K – байланыс A_{cs}/A (төменге қараңыз);

A_{cs} – оқшауланған конструкцияның көлденең қиылысу алаңы, м²;

A – барлық қорғаныс конструкцияларының жалпы ауданы, м²;

W – қорғаныс конструкциялары алаңының бірліктерінің, кг/м²;

V – оқшауланған конструкцияның көлемі, м;

D – оқшауланған конструкцияның диаметрі, м.

$d = x / D$, мұндағы x – ол жалынның шығу көзі мен жақын жерде орналасқан қорғаныс құрылғысының арасындағы максималды мүмкін қашықтық.

Формулалар (Д.9) – (Д.11) келесі жағдайда қолданылады:

а) атмосфералық қысым;

б) жану жылдамдығы $S_{\text{ui}} \leq 0,46$ м/с (яғни, пропанға арналғаннан артық емес);

в) $V \leq 200$ м³;

г) $0,5 \text{ кг/м}^2 \leq W < 5 \text{ кг/м}^2$;

д) $p_{\text{stat}} \leq 0,1$ бар;

е) $2 < L/D \leq 10$.

Д.2.7.2 Егер оқшауланған конструкция шеттері бойынша қорғаныс құрылғыларына ие болмаса, және олар тек оқшауланған конструкцияның бойымен қаға жүргізілген болса, онда мына мағыналар (Д.10) және (Д.11) қысымның төмендеуін ескермей қалуы мүмкін. Бұл жағдайда келесі формулаларды қолданған жөн (Д.12) және (Д.13):

$$\text{а) метан үшін} \quad p_{\text{red}} = p_{\text{stat}} + 0,070 \times d \times K \quad (\text{Д.12})$$

$$\text{б) пропан үшін} \quad p_{\text{red}} = p_{\text{stat}} + 0,085 \times d \times K \quad (\text{Д.13})$$

Формулалар (Д.12) и (Д.13) келесі жағдайларда қолданысқа ие:

а) атмосфералық қысым;

б) жану жылдамдығы $S_{\text{ui}} \leq 0,46$ м/с (яғни, пропанға арналғаннан артық емес);

в) $V \leq 200$ м³;

г) $0,5 \text{ кг/м}^2 \leq W < 5 \text{ кг/м}^2$;

д) $p_{\text{stat}} \leq 0,1$ бар;

е) $p_{\text{red}} \leq 1$ бар;

ж) $2 < L/D \leq 10$.

ҚОСЫМША Е

(ақпараттық)

Айырлы тиегіштердің әсері [РҚҚН EN 1991-1-1:2002/2011, п. 6.3.2.3]

Е.1 [ҚР ҚНЕН 1991-1-1:2000/2011, 6.3.2.2(7)] Айырлы тиегіштер мен көлік құралдарының әсерін клесі кесте бойынша күштерді теңдей үйлестірілген көрсеткіш бойынша бағытталаған күш деп қарастыруға болады[6.2, 6.4 и 6.8 ҚР ҚН EN 1991-1-1:2000/2011].

Е.2 [6.3.2.3 ҚР ҚН EN 1991-1-1:2000/2011] Айырлы тиегіштердің әсері

Е.2.1 [6.3.2.3(1) ҚР ҚН EN 1991-1-1:2000/2011] Айырлы тиегіштер өзінің салмағына, көлеміне және штабелдеуші жүктеріне байланысты 6 класқа бөлінген:

FL1 – FL6 (кесте Е.1 [6.5]).

Кесте Е.1 [6.5] — кластарына байланысты айырлы тиегіштердің өлшемдері FL

Айырлы тиегіш тобы	Өзінің салмағы, кН	Тиеуші жүк, кН	Дөңгел екер арасындағы қашықтық a , м	Көлік құралының ені b , м	Көлік құралының ұзындығы l , м
FL1	21	10	0,85	1,00	2,60
FL2	31	15	0,95	1,10	3,00
FL3	44	25	1,00	1,20	3,30
FL4	60	40	1,20	1,40	4,00
FL5	90	60	1,50	1,90	4,60
FL6	110	80	1,80	2,30	5,10

Е.2 [6.6] кестесінде көрсетілген айырлы тиегіштің Q_k статикалық өстік күшінің мәні
Е.2 [6.3.2.3(2) ҚР ҚНЕН 1991-1-1:2000/2011].

Кесте Е.2 [6.6] — Айырлы тиегіштердің осьтік жүктемесі

Айырлы тиегіштің тобы	Өстік күш Q_k , кН
FL1	26
FL2	40
FL3	63
FL4	90
FL5	140
FL6	170

Е.3 [6.3.2.3(3)] статикалық тік өстік күштің мәнін Q_k анықтау барысында, динамикалық жоғарлатқыш коэффициентін ескере отырып анықтау қажет.

$$Q_k, \text{ dyn} = \varphi Q_k, \quad [(6.3)]$$

мұндағы $Q_k, \text{ dyn}$ — динамикалық әсердің сипаттамалық мәні;

ϕ — жоғарлатқыш динамикалық коэффициент;

Q_k — статикалық әсердің сипаттамалық мәні.

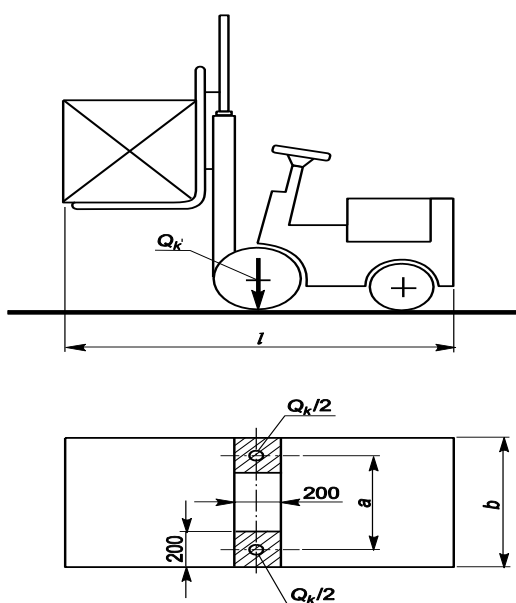
Е.4 [6.3.2.3(4)] айырлы тиегіштер үшін жоғарлатқыш динамикалық коэффициентті ϕ тиегіштің жылдамдығы мен тежелуіне байланысты инерцияның әсерімен анықтайды және келесіні құрайды:

$\phi = 1,40$ — пневматикалық дөңгелектері бар тиегіштер үшін;

$\phi = 2,00$ — дәл сондай, резеңкелі дөңгелектер.

Е.5 [6.3.2.3(5)] Өз салмағының 110 кН аспайтын айырмалы тиегіштердің жұмысын нақты мәліметтердің негізінде анықтаған жөн.

Е.6 [6.3.2.3(6)] Айырлы тиегіштердің Q_k және $Q_{k,dyn}$ вертикалды осьтік жүктемелерді Сурет Е.1 [6.1] сәйкес орналастырған жөн.



Сурет Е.1 [6.1] — Айырлы жүктемелердің өлшемдері

Е.7 [6.3.2.3(7)] Тиегіштердің үдеуі мен тежелуі кезіндегі горизонталды жүктемелерді Q_k вертикалды осьтік жүктемесінен 30% тең деп санауға болады.

ЕСКЕРТУҚосымша динамикалық коэффициенттер ескерілмейді.

ҚОСЫМША Ж*(ақпараттық)***Монолитті тұрғын жайларды үдемелі қираудан сақтау бойынша кеңестер, 2005⁴****Кіріспе**

Кеңестер жаңа, сонымен қатар, кез келген конструктивті жүйедегі сенімділігі бойынша II дәрежеден кем емес және жергілікті бұзылулар пайда болған уақыттағы үдемелі қирауға қарсы тұрақтылығы бар биіктігі 25 қабаттан артық емес (75 м) салынған монолит және құрама-монолит тұрғын жайларды жобалау мен салуға, реконструкциялау мен тексеруге арналған.

Бұл кеңестерді жасау қажеттілігі қолдағы құжаттар [19, 20, 21] монолит тұрғын жайларды жобалау мен тексеруге байланысты мәселелерді қамтимайтындығынан туындады. Монолит тұрғын жайлар «еркін» архитектуралық-жоспарлы шешімдермен, қабырғалардың кең адымымен (немесе бағаналардың), салмақ түсіретін және қоршайтын конструкциялар және т.с.с. шешімімен байланысты бірқатар ерекшеліктері бар (құрама ғимараттармен салыстырғанда), ол монолит ғимараттардың төтенше жағдайларда (ТЖ) үдемелі қирауға қарсы тұрақтылық есебінің спецификасын қамтамасыз етеді.

Осы әдістеменің негізгі мақсаты – *жобалы* ТЖ кезіндегі монолит тұрғын үйлерге қауіпсіздікті қамтамасыз ету.

Жобалы деректермен туындаған төтенше жағдайлар (ТЖ), жалпы жағдайда болжап болмайтындай және бір ғимараттың жекеленген конструкцияларына жергілікті апатты ықпалдарға жетелейді: жарылыстар, өрт, карстық орлар, жол-көлік оқиғалары, конструкциялар мен материалдардың ақауы, құзыретті емес реконструкция (қайта жоспардау) және т.с.с. оқиғалар.

Ережеге сай, қарастырылып отырған типтің ықпалы ғимараттардың салмақ түсіретін конструкцияларының жергілікті бұзылуына алып келеді. Сонымен қатар, кейбір жағдайларда ТЖ осы бастапқы бұзылулармен-ақ бітеді, ал басқа жағдайларда – апаттың алғашқы сәтінде сақталып қалған салмақ түсіретін конструкциялар ертеректе бұзылған элементтерден түскен қосымша күшті көтере алмай, қирайды. Соңғы типтегі апаттар әдебиетте «үдемелі қирау» атына ие болды.

Ж.1. Басты ережелер.

1.1. Тұрғын монолит үйлер ғимараттардың қалыпты пайдалану шарттарымен қарастырылмаған апатты ықпалдар кезіндегі (өрт, жарылыс, көлік құралдарының соққы ықпалдары, санкцияланбаған қайта жоспарлау және т.с.с.) салмақ түсіретін конструкциялардың жергілікті қирауы жағдайындағы үдемелі (тізбекті) қираудан сақталуы тиіс. Бұл талап апатты ықпалдар кезінде бір қабат көлемінде жекеленген вертикалды салмақ түсіретін элементтердің жергілікті қирауы рұқсат етілетіндігін

⁴Жасалды: МНИИТЭП (инж. Шапиро Г.И. – жұмыс жетекшісі, инж. Эйсман Ю.А.) және НИИЖБ (т.ғ.д., проф. Залесов А.С.)

білдіреді, бірақ бұл бастапқы қираулар апатты ықпалдармен бүлінген, басты салмақ түсетін конструкцияның қирауына немесе бұзылуына алып келмеуі тиіс.

Салмақ түсіретін конструкцияның жергілікті қирауы жағдайындағы ғимараттың есебі бірінші топтың ақырғы жағдайы бойынша жасалады. Иілгіш емес деформациялардың дамуы, конструкциялардың орын ауыстыруы және оларда жарықтардың ашылуы қарастырылып отырған төтенше жағдайларда шектелмейді.

1.2. Монолит тұрғын үйдің үдемелі қирауға қарсы төзімділігін ерекше экономикалық құралдармен қамтамасыз ету керек:

- қарастырылып отырған апатты ситуацияның туындау мүмкіндігі есебімен ғимараттың ұтымды конструктивті-жоспарлы шешімімен;
- конструкциялардың қиықталмауын қамтамасыз ететін конструктивті шаралармен;
- конструкция элементтерінде және олардың пластикалық деформацияларының қосындыларының дамуын қамтамасыз ететін материалдар мен конструктивті шешімдерді қолдану.

1.3. Монолит тұрғын жайлардың реконструкциясы, атап айтқанда, пәтерлерді қайта жоспарлау мен бөлмелерді қайта орналастыру оның үдемелі қирауға қарсы төзімділігін төмендетпеуі тиіс.

1.4. Жергілікті (гипотетикалық) қирау ретінде ғимараттың бір (кез келген) қабаты аясында вертикалды конструкциялардың қирауын (жойылуын) қарастырған жөн:

а) екі қиылысатын қабырғаның қиылысу орнынан (атап айтқанда, ғимарат бұрышынан) әрбір қабырғадағы жақын ойықтрға дейін немесе басқа бағыттағы қабырғалы келесі вертикалды торабына дейін (жалпы ұзындығы 7 м көп емес);

б) жеке тұрған бағана (пилон);

в) п.а аумағымен ұзындығымен қабырғаға жалғасатын бағаналар (пилон).

Ғимараттың үдемелі қирауға төзімділігін бағалау үшін қираудың ең қауіпті есептік схемаларын ғанақарастыруға рұқсат беріледі. Типтік, техникалық және жер асты қабаттарының, сонымен қатар шатыр конструкцияларының үдемелі қирауынан қорғаудан тексеру қажет.

Ж.2. Есептік салмақтар мен материалдардың сипаттамалары.

2.1. Беріктік пен төзімділік бойынша есепті тұрақты және ұзақ уақытша салмақтан тұратын, салмақ пен ықпалдың ерекше үйлесуіне, сонымен қатар ғимарат конструкциясына жергілікті гипотетикалық қираулардың ықпалы бойынша жасайды. Жергілікті қирау ғимараттың кез келген жерінде орналасуы мүмкін.

2.2. Тұрақты және ұзақ уақытша салмақ әрекет етуші нормативті құжаттарға сәйкес (немесе арнайы тапсырма бойынша) бірге тең салмақ үйлесімі коэффициенттері мен салмақ бойынша дәйектілік коэффициенттерімен қабылданады.

2.3. Материалдардың есептік берік және деформациялық сипаттамалары темір бетондар мен болат конструкцияларды жобалаудың әрекет етуші нормаларына сәйкес олардың нормативті белгілеріне тең қабылданады.

Ж.3. Монолит тұрғын үйлердің үдемелі қирауға қарсы төзімділігін есептеу.

3.1. Монолитті тұрғын үйлерді есептеу үшін кеңістіктік есептік үлгіні қолдануға кеңес береді. Үлгіде қалыпты эксплуатациялық жағдайларда салмақ түсірмейтін болып табылатын элементтер (мысалы, аспалы сыртқы қабырғалық панельдер, балкондардың темір бетонды қоршаулары және т.с.с.) ескеріледі, ал жергілікті ықпалдар болған жағдайда конструктивті жүйенің элементтеріндегі күшті қайта бөлуге белсенді түрде қатысады.

Есептік үлгі қ.1.4 сәйкес жекелінген вертикалды конструктивті элементтердің жойылу (қирау) мүмкіндігін ескеруі тиіс.

Бір немесе бірнеше элементтерді жою конструктивті схеманы және элементтер жұмысының сипатын өзгертеді, олар қирау орнына жалғасатын немесе солардың үстіне тұрып қалған болады, оны элементтер мен байланыстың қатаң сипаттамаларын тағайындауда ескерген жөн.

Ғимараттың есептік үлгісі жергілікті қираудың әрқайсысының (біреуінің) есебімен есептелуі мүмкін.

3.2. Ғимарат есебін әртүрлі, соның ішінде ақырғы элементтер әдісіне негізделген бағдарламалық кешендерді пайдалану арқылы орындауға болады. Элементтердің қатаң сипаттамаларының физикалық және геометриялық сызықсыздық есебінің мүмкіндігіне рұқсат беретін бағдарламалық кешендерді пайдалану материалдардың қосымша шығынының есебі мен төмендеуі нәтижесінің деректілігін қамтамасыз етеді.

Статикалық есеп негізінде алынған жекеленген конструктивті элементтердегі күш осы элементтермен қабылданған ақырғы күшпен салыстырылуы тиіс.

Ғимараттың үдемелі қирауға қарсы төзімділігі қамтамасыз етілсе, егер кез келген элемент үшін $F \leq S$ шарты сақталса, онда F және S орындалған статикалық есеп бойынша алынған конструктивті элементтегі сәйкесті күш және оның салмақ түсіретін есептік қабілеті 2.3 қ.

Беріктілік бойынша талаптар қанағаттанбайтын конструкция күшеюі тиіс, не болмаса конструкцияның үдемелі қирауға қарсы тұруын арттыратын басқа шаралар қабылдануы тиіс.

3.3. Элементтегі ақырғы күшті анықтауда (олардың салмақ түсіргіш қабілетін) келесілерді қолданған жөн:

а) күштің ұзақ әрекет ететін бөлігі - қ. 2.2 көрсетілген салмаққа жергілікті қираусыз есептеу схемасындағы конструктивті схема есебінен;

б) п.(а)күштің қысқы уақытты әрекет ететін бөлігі – салмақ түсіретін элементтердің біреуін (қараңыз қ.1.4) есептеуден алынған сол салмақ пен күштің әрекет етуіне жойылу есебімен (қирау) есептеу схемасында конструктивті схема есебінен алынған күштердің әртүрлілігі ретінде.

3.4. Конструктивті жүйенің ақырғы жағдайдағы жергілікті қирау үстінде орналасқан элементтердің үдемелі қирауына қарсы төзімділігін тексерудегі созылмалы жұмысын қамтамасыз ету жағдайында экономикалық шешім беретін ақырғы тепе-теңдік теориясының кинематикалық әдісін жүргізуге кеңес беріледі. Ондай жағдайда ғимаратты әрбір таңдалған схема бойынша есептеу келесі үрдіс бойынша орындалады:

- тіреуішін жоғалтқан ғимарат элементінің үдемелі (екінші) қирауының ықтимал механизмдері (қирау механизмін жасау яғни барлық қирауыш байланыстарды, соның ішінде пайда болған созылмалы топсаларды да анықтау, және осы байланыстағы күштің бағыты бойынша ықтимал жалпыланған ауысуларды табу);

- үдемелі қираудың әрбір таңдалған механизміне барлық созылмалы қираушы элементтер мен байланыстар (S_i) қималарымен, соның ішінде созылмалы топсалармен қабылдануы мүмкін шектік күштер анықталады; механизмнің бөлек бөлімдеріне салынған, яғни жеке қирамайтын элементтерге немесе олардың бөліктеріне, олардың әрекетінің бағыты бойынша ауысуда (u_i) тең әрекет ететін (G_i) сыртқы күштер; - қарастырылып отырған механизмнің ықтимал ауысуында ішкі күштер (W) мен сыртқы салмақтың (U) жұмысы анықталады

$$W = \sum S_i w_i; \quad U = \sum G_i u_i$$

және тепе-теңдік шарты тексеріледі

$$W \geq U. \quad (1)$$

Барлық қабаттардағы бір уақыттық қирау мүмкіндігін бағалауда тепе-теңдік шарты (1) шартпен алмасады

$$W_f \geq U_f. \quad (2)$$

онда W_f және U_f - конструкцияның бір қабатындағы ауысулардағы сыртқы және ішкі күштердің сәйкесті жұмысы; қабаттар жабынның төменгі бетімен бөлінелі, ол жабын үстінде орналасқан қабатқа жатады.

Көрсетілген есептік үдеріс тек п. 4.2 , 4.3 жекеленген конструктивті элемент пен олардың арасындағы ақырғы жағдайдағы байланыстардың созылмалы жұмысын қамтамасыз ету туралы талаптарды орындағанда ғана қолдануға жарамды. Егер қандай да бір элементтің созылмалығы немесе байланысы қамтамасыз етілмесе, олардың жұмысы ескерілмеуі керек (элемент және байланыс қатыспаушы болып саналады). Егер осал қирайтын ондай элементтер мен байланыстар тым көп болса, және олардың ресми түрде алынып тастауы ғимараттың үдемелі қирауға қарсы тұру бағасын қатты азайтатын болса, онда байланыстардың созылмалылығын қамтамасыз ету, немесе ғимараттың басқа есептік үлігісін пайдалануға тура келеді (қараңыз п.3.2).

Әрбір таңдалған жергілікті қирау кезінде үдемелі қираудың төменде көрсетілген барлық механизмдерін қарастырған жөн:

- үдемелі қираудың бірінші механизмі жергілікті қирау үстінде орналасқан барлық вертикалды конструкцияның бір уақыттық үдемелі жылжуымен сипатталады.

- екінші типтегі үдемелі қирау механизмі өзінің айналу орталығында жергілікті қирау үстінде орналасқан ғимараттың конструктивті бөлігінің бір уақыттағы әрбір бұрылымымен сипатталады. Мұндай жылжу бұл конструкциялардың ғимараттың бүлінбеген элементімен байланысының бұзылуын; жабыны бар вертикалды элементтердің жылжу байланыстыраның бұқылуын талап етеді.

- қираудың үшінші механизмі—ол тікелей соғылған вертикалды конструкция мен басынан-ақ оған тірелгеннің үстінде орналасқан жабын учаскесінің қирамау шарты.

- төртінші механизм тікелей соғылған вертикалды элемент үстінде орналасқан тек бір қабат конструкциясының орын ауыстыруының алдын алады. Бұл жағдайда жабындар үстінде орналасқан вертикалды конструкциялардың жабыннан ажырауы болады.

Егер қандай да бір есептік схема бойынша шарт (1) немесе (2) орындалмаса, конструктивті элементтердің темір арқауын күшейтумен (қайта бөлумен) немесе басқа да іс-шаралармен оның орындалуына қол жеткізу қажет.

3.5. Кейбір жағдайларда аспалы жүйе элементтері сияқты ірі бүгілген жерлерде немесе мембранды эффект есебімен жойылған бағана (пилон, қабырға) үстін жабу жұмысын қарастырған орынды.

3.6. Гипотетикалық жергілікті қираулардың үстінде орналаспаған салмақ түсіретін бағаналарда (пилон, қабырғаларда), оның ықпалы қысым мен күштің артуына алып келеді. Бағаналардағы (пилон, қабырғалардағы) күшті олардың барынша жүктелуінде (п. 3.3а) қарастырылатынға жақын орналасқанның (күш п.2.2 бойынша қабылданады) вертикалды элементінің жергілікті қирауының пайда болу күшімен салыстыру қажет. Элементтегі күштердің бағасын жақын әдістермен, мысалы жүк аудандарын қолдану арқылы орындауға рұқсат етіледі.

Егер бағанадағы (пилон, қабырғадағы) көрсетілген күштің артуы 30%-дан асады, қарастырылып отырған элементтегі әрекет етуші күштердің көлемін анықтап алған жөн (қолданбалы бағдарламалар пакеті немесе құрылыс механикасының басқа әдістерін қолдана отырып) және п.3.3 есебімен бағананың (пилон, қабырғаның) беріктілігін тексеруді орындау керек, қажет болған жағдайда конструкцияны күшейту керек. Кері жағдайда элемент беріктігін тексеруді жүргізбеуге рұқсат етіледі.

Ж.4. Конструктивті талаптар.

4.1. Монолит тұрғын жайларды үдемелі қираудан қорғаудың басты құралы – есептерге сәйкес конструктивті элементтердің қажетті беріктілігін қамтамасыз ету; конструкциялар арасындағы қолданылатын темір арқау мен болат байланыстардың созылмалы қасиеттерін арттыру (байланыстырушы конструкциялар темір арқаулары, төсеме бөлшектері және т.с.с. түрінде); кеңістіктік жүйе жұмысына салмақ түсірмейтін элементтердің кірігуі.

Үдемелі қирауға бөгет болатын байланыстардың тиімді жұмысы олардың ақырғы жағдайындағы созылымдылығын қамтамасыз еткенде ғана мүмкін, олар жұмыстан шығып қалып, қираусыз қажетті деформациялардың дамуына рұқсат бермес үшін. Бұл талапты орындау үшін байланысты созылмалы табақ немесе темір арқау болатынан қарау керек, ал анкеровка байланысының беріктілігі олардың ағымдылығын тудыратын болуы тиіс.

4.2. Ғимараттарда ғимараттың вертикалды салмақ түсіретін конструкциясы болат байланыстармен нық жалғасуы тиіс, монолитті және құрама-монолитті жабындарды артық көру керек.

4.3. Ғимараттардың үдемелі қирауына кедергі болатын монолитті конструкциялармен құрама элементтерінің бірігуі әрқелкі орнықты жобалануы керек, оның ақырғы жағдайы бірігудің жоғары созылмалы деформациясын қамтамасыз етеді.

Бұл шартты орындау үшін созымдыдан басқа, барлық біріктіру элементтерін пластикалық элементтің салмақ түсіретін қабілетінен басым түсетін 1,5 есе күшке есептеуге кеңес беріледі, мысалы, төсеме бөлшектер мен пісірілген біріктірулердің анкеровкасын байланыстың өзінің салмақ түсіретін қабілетіне қарағанда 1,5 күшке есептеуге кеңес беріледі. Созылымды элементтердің жобалы шешімдерінің шын мәнінде

накты атқарылуын ерекше қадағалау қажет, оларды мықтырағымен айырбастауға жол берілмейді.

4.4. Ғимараттың үдемелі қирауға қарсы тұруының тиімділігін арттыру үшін кеңес беріледі:

- жылжу байланысы ретінде жұмыс істейтін ойық үстіндегі маңдайшаларды олар көлденең күштен емес, иілімнен бұқылуындай жобалау керек;
- құрама-моноклит конструкциялардағы буаттық бірігулерді жекеленген буаттардың кесіндісі жапыру кезіндегі олардың беріктілігінен 1,5 есе көп болатындай жобалау керек;
- темір арқаумен жұмыс жасауда жылжу байланыстары сияқты темір арқау анкерокасының жеткілікті ұзындығын қамтамасыз ету.

4.5. Бойлық сияқты, темір бетондарды жабындардағыдай, горизонталды темір арқау қимасының минималды ауданы (төменгі және жоғарғы темір арқау үшін жалпы) бетонның қима ауданының 0,25% аз еместі құрауы тиіс.

Сонымен қатар көрсетілген темір арқау үздіксіз болуы керек және темір бетонды конструкцияларды жобалаудағы әрекет ететін нормативті құжаттардың талаптарына сәйкес тоғысуы болуы тиіс.

4.6 Ғимараттың салмақ түсіретін элементтері бар бетонды немесе темір бетонды аспалы сыртқы панельдерінің горизонталды байланыстары қабаттың 3,0 м биіктігіне панель ұзындығы 1 м-ге 10 кН (1 тс) аз емес және қабаттың 3,5 м биіктігінде 1 м ұзындыққа 12 кН созылмады күшті қабылдауы тиіс.

4.7 Пилонның (бағаналар, қабырғалар) вертикалды қабатаралық темір арқаусы сол пилонның (бағаналар, қабырғалар) жүк ауданының әрбір квадрат метріне 10 кН (1 тс) төмен созылатын күшті қабылдауы тиіс.

ЕСКЕРТУ «Моноклит тұрғын үйлерді үдемелі қираудан қорғау бойынша кеңестерде», МНИИТЭП, НИИЖБ (2005), есептеу мысалдары бар:

- Ақырғы тепе-теңдік теориясының кинематикалық әдісін қолдану арқылы моноклит тұрғын үйдің үдемелі қирауға қарсы төзімділігін есептеудің мысалы, 28 бет (Қосымша А);
- «LIRA.9.2» бағдарламалық кешенін қолдану арқылы моноклит тұрғын үйдің үдемелі қирауға қарсы төзімділігін есептеудің мысалы, 8 бет (Қосымша Б).

Қосымша II*(ақпараттық)***Ірі панельді ғимараттар үдемелі бұзылудың алдын алуға арналған нұсқаулық,
1999⁵****II.1 Негізгі жағдай**

1.1. Ғимараттың конструктивті жүйесі құрамындағы жергілікті элементтеріне келетін апаттық жағдай кезіндегі әсерден, ғимаратты қалыпты эксплуатациялау жағдайының ескерілмеуінен (жарылыстар, өрт, транспорттық құралдардың соққысы және т.б.) сақталуы керек. Бұл талаптар апаттық жағдай кезінде салмақ түсетін жергілікті бұзылулар орын алатынын білдіреді (бір қабат маңындағы және ғимараттың аралас екі өсінің маңындағы жеке қабырғалардың жеке дара бұзылуы), бірақ бұндай апаттық қысым салдары әсер еткен алғашқы бұзылулар конструкцияның тұтас жойылуына жол бермеуі керек.

Ғимараттың конструктивті жүйесі оны салмақ түсетін конструкциялардың жергілікті бұзылуы кезінде кем дегенде адамдарды эксплуатациялау үшін уақыт арасында беріктік, төзімділікпен қамтамасыз етуі керек.

1.2. Панельді ғимараттарды үдемелі бұзылудан қорғауды жобалау кезінде зақымданбаған конструктивті элементтердің екі типін бөліп көрсету керек. Бірінші типтегі элементтерде жергілікті бұзылудың әсері кезінде кернеу жағдайының сапасын өзгертпей, тек керну мен күштің ұлғаюына жағдай жасайды (жергілікті бұзылу аумағының ішкі периметрінде орналасқан зақымданбаған қабырғалық диафрагмалар және жабын плиталары).

Қаралып отырған ғимарат жағдайындағы екінші типтегі элементтерде (бұған алғашқы тірегінен айырылған конструкциялар – жергілікті бұзылу аймағында орналасқан қабырғалық панелдер мен жабын плиталар жатады) кернеулік жағдайы сапалы түрде өзгереді.

Бірінші типтегі элементтер қалыпты эксплуатациялы қатынас кезіндегі жою күші бар қысымынан екі-үш есе төмен салмаққа ие болады, жобалаудың негізгі мақсаты болып қабырғалардың жергілікті бұзылу нәтижесінде қабырғалық және жабын плитасының беріктігі мен төзімділігін қамтамасыз ету саналады. Осы конструкциялардың төзімділігін қамтамасыз ету, элементтердің беріктігі олардың құрамына тікелей байланысты, үдемелі бұзылудан ғимаратты сақтайтын негізгі мақсаты бар – зақымданбаған қабырғалардың өзара байланысының беріктігіне де байланысты.

1.3. Үдемелі бұзылуға қарсы ғимараттың төзімділігін материалды сыйымдылық элементтерін көтеруді қажет етпейтін неғұрлым экономикалық құралдармен жабдықтау қажет:

- мүмкіндігі бар апаттық жағдайды ескеретін конструктивті-жобалаудың дұрыс шешімі; жеке алғанда басқа вертикалды конструкция тек жабындармен байланысты ішкі бөлек қабырғалық пилондарды қолдануды қажет етпейді; жеке тұрған сыртқы қабырғаларды қолдануға болмайды;

- жиынтық элементтерді және шекті жағдайдағы пластикалық деформацияларды біріктіруді қамтамасыз ететін конструктивті шамалардың көмегімен;

- жеке тораптар мен біріктіру элементтері және панелдердің түйіскен жерлерінің конструктивті байланыстары жүйесінің дұрыс шешімі көмегімен.

II.2 Үдемелі бұзылуға төзімді панельді ғимараттарды есептеу әдісі

2.1. Үдемелі бұзылуға ғимараттың төзімділігі түсетін салмақ пен қысымға байланысты болады, олардың барысы әрдайым және уақытылы болуы мүмкін, сонымен қатар, салмақ түсіретін жергілікті гипотетикалық бұзылулардың әсері де ерекше.

2.2. Әрдайым және уақытылы түсетін салмақ ҚНЖЕ 2.01-07-85* бойынша анықталуы керек. Бұл жердегі салмақ пен салмақ бойынша сенімділік коэффициентінің бірігуін тең бірлікте қарастыру қажет.

2.3. Конструкцияның жергілікті бұзылу әсері ғимараттың конструктивті жүйесінің үлгісі бірнеше нұсқада қарастырылуына байланысты, олардың әрқайсысы апаттық жағдайдағы конструкцияның бұзылу мүмкіндігіне сәйкес келеді.

Панелді тұрғын ғимараттарының жергілікті бұзылуының есептік сызбасы ретінде бір (кез-келген) қабаттағы қиылысатын екі қабырғаның олардың вертикалды түйіскен (нақтырақ, ғимараттың бұрышынан бастап) жерінен бастап әрбір қабырғадағы жақын ойыққа дейінгі немесе перпендикулярлы бағыттағы қабырғаның вертикалды түйіскен жерінің бұзылуын (жойылуын) қарастыруға болады.

Ғимараттың үдемелі бұзылуға қарсы төзімділігін бағалау үшін бұзылудың неғұрлым қауіпті есептік сызбаларды қолдану ұсынылады:

- сыртқы қабырғаның жергілікті бұзылуын қоса алғандағы, әлсіреген балкон мен лоджияға шығатын есіктік ойықтары бұзылуы (И.1 Суретіндегі 1,2,3 сызбалар);
- есіктік ойықтардың болуы (1 И. Суретіндегі 2,4,5 сызбасы), үлкен жабынды бөренесі (1 И суретіндегі 2,4,5 сызбасы) немесе жабын арқылы өтетін ішінара байланыстың болмауы (1 И суретіндегі 4 сызба) себепті басқа вертикалды конструкциялармен әлсіз байланысқан ішкі қабырғалардың жергілікті бұзылуы.

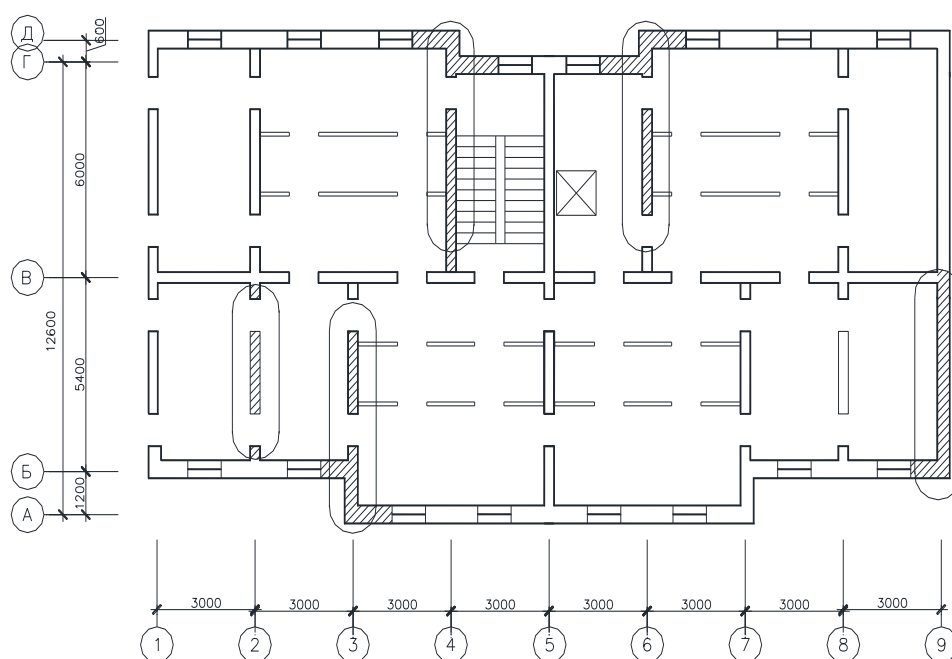
Кесте И.1 Бетонды және темірбетонды конструкциялардың сенімділік коэффициенті

Материал	Материалдың шиеленіскен жағдайы немесе сипаты	Шартты белгілер	Материал бойынша сенімділік коэффициенті
Бетон	Қысылу	R_b	1,15
	Созылу	R_{bt}	1,25

Бетон үшін жұмыс шартының коэффициенті 2 кесте, ал арматура үшін бірыңғай $R_s = 1,1$ коэффициенті қолданылады.

2.4. Панелді ғимараттың үдемелі бұзылуға қарсы тұрақтылығын есептеу кезінде нормативті қарсылықтар ҚНЖЕ 2.03.01-84* және ҚНЖЕ II-23-81* бойынша қабылданады. Нормативті қарсылықты бетон және темірбетон материалдарының сенімділік коэффициентіне қарай бөлу арқылы анықталатын материалдардың қарсылық есебінің сипаты 1 кестеде көрсетілгендей сенімділік коэффициентін пайдалану есебінен өседі.

Бұдан басқа, есептік қарсылықтарды жұмыс шарты коэффициентіне көбейтеді. Бұл апаттық жағдайдың мүмкіндігін азайтып, бірінші кезеңде ғимаратты тұрғызылғаннан кейін бетонның беріктігінің интенсивті өсуін ескереді, сонымен қатар материалдың аққыштығы кезінде арматураны қолдану мүмкіндігін жасайды.



Сурет И.1. Тұрғын үй көрінісі

Кесте И.2 □ Бетон жұмысы шарттарының коэффициенттері

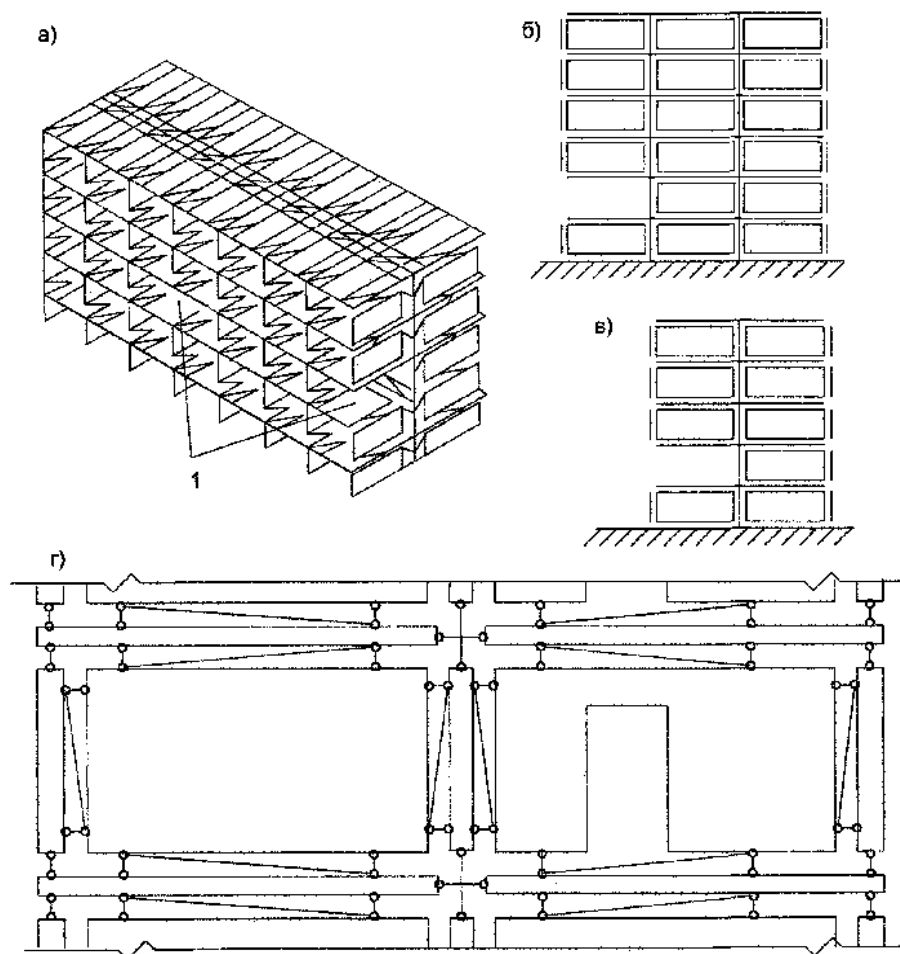
Коэффициенттерді енгізуге келістіруші факторлар	Шартты белгілер	Бетон жұмысы шарттарының коэффициенті
1 Бетонды конструкция	R_{b1}	0,9
2. В50 бетондар тобы мен одан да жоғары, глиноземді цементтегі бетондар, алюминатты және алитовты портландцементтерден өзге уақытта бетондар беріктігінің өсуі	R_{b2}	1,25
3. Зауыттық даярлаудың элементтері (бетонды және темірбетонды)	R_{b3}	1,15

Прокатты болаттардың есептік кедергілері СНиП II-23-81* бойынша тұрақсыздық шегінде пластикалық болаттар жұмысының мүмкіндік есебімен қолданылады. Пластикалық болаттар үшін 1,1 теңдігімен жұмыстың шарттарының коэффициенттері қабылданады.

2.5. Панельді ғимараттарды бұзылуға қарсы беріктігін есептеу үшін беріктігі панелдер арасындағы фактілі байланысы беріктігіне эквивалентті реттелген байланыстар арасында біріккен пластинкалы жүйелер (ойылған тесікті және ойылған тесік емес) түріндегі кеңістіктік есептік үлгіні қолдануға кеңес беріледі (сурет 2а).

Ондай үлгі мынадай қалыпты эксплуатациялы жағдайда салмақ түспейтін болып табылатын, ал локальды бұзылу кезінде жүктемелерді: сыртқы бастырма панелдер, монтажды байланыс және т.б. қайта орналастыруға белсенді қатысатын элементтерді

қамтуы тиіс. Ғимараттың үлгісі конструкцияның локальды бұзылуының есептік сызбасының п. 2.3 ұсынысына сәйкес барлық іріктеу кезінде есептелуі тиіс.



1 – жергілікті бұзылу

Сурет II.2. Локальды бұзылған ғимараттың есептік үлгісі

2.6. Шектік қалыптағы конструктивті жүйенің пластикалық жұмысын қамтамасыз ету жағдайында есепті шектік тепе теңдіктің теорияның кинематикалық әдісімен жүргізуге кеңес беріледі. Мұндай жағдайда тек локальды бұзылыста орналасқан элементтердің ғана беріктігін тексеруге құрсат етіледі, және де локальды бұзылудағы әрбір тандап алынған сызда ғимарат есебі келесі тәртіпте түйістіріледі:

- тірегінен айырылған, ғимарат элементтерінің бұзылу үдететін айтарлықтай айқын механизмдер беріледі (бұзылу механизмін беру барлық бұзатын байланыстарды анықтау болып табылады және осы байланыстар әсерінің бағыты бойынша жинақталған мүмкін ауысуларды табу (w_i));

- үдемелі бұзылудың тандап алынған механизмдерінен әрқайсысына барлық пластикалық бұзылу байланыстарының күштері анықталады (S_i), яғни бұзушы бөлек элементтерге немесе олардың бөлшектеріне механизмнің бөлек бөлімдеріне енгізілген, сыртқы күштерге біркелкі әсерлер табылады, және олардың қозғалыстарының бағыттары бойынша орналастырылуы (u_i);

-орналастырылуы мүмкін қарастырылып отырған механизмдердің ішкі күштерінің (W) және сыртқы жүктемелерінің (U) жұмысы анықталады

$$W = \sum S_i w_i; \quad U = \sum G_i u_i;$$

Мәні $W \geq U$ болатындай теңдік орындалады. (1)

Көрсетілген есептік рәсім 1 Қосымшасында жіті зерттелді және 3.2, 3.3 п талаптарын орындау кезінде қолданылды. Бұл жеке панелдердің пластикалық жұмысын және олардың арасындағы байланысты қамтамасыз ету үшін қажетті жағдай.

Егер қандай да бір байланыстың икемділігі қамтамасыз етілмесе, оның жұмысы іске аспауы қажет (байланыс жоққа шығады). Егер осындай байланыс пен элементтер, егер олар морт сынғыш болса, оларды істен шығару кең түрде ғимараттың үдемелі бұзылуға төзімділігін арттыра түседі. Сондықтан байланыстың икемдігін қамтамасыз ету үшін, немесе ғимараттың басқа мықты есептік үлгісін пайдалану керек (2,7 және 2.8 қараңыз).

2.7. Ғимараттың төзімді есептік жобасы, төзімдіпластикалық сияқты жергілікті бұзылудың мүмкіндігін және тірегінен ажыраған элементтердің өзгерген сипатын ескеру қажет.

Жеке элементтердегі мықтылық есебі олардың есептік қабілетімен сәйкес келуі керек. Егер кез-келген элемент $F \leq S$ шартын орындаса, бұл жерде F және S элементтегі күшке тең, үдемелі бұзылуға қарсы ғимараттың төзімділігі қамтамасыз етілді деуге болады (2.4 п нұсқаулығы бойынша).

2.8. Үдемелі бұзылуға қарсы ғимараттың тұрақтылық есебінің орнына ғимараттың 6 баллдық сейсмикалық жағдайға төзімділік деңгейін СНиП II-7-81* сәйкес ҚНЖЕ қарастыруға болады. Осындай есеп бойынша ҚНЖЕ 2.03.01-84 талаптарына сай тораптар мен байланыстарды жобалауға болады.

И.3 Конструктивті талаптар

3.1. Үдемелі бұзылудан ірі панелді ғимараттарды сақтау үшін қалыпты эксплуатациялау және монтажды салмақ немесе конструктивті түсінік бойынша жасалатын жиынтық элементтердің арасындағы байланысты жергілікті апаттық бұзылуларды есептеу көмегімен жобалау керек. Үдемелі бұзылудан ғимараттарды қорғау мәселесін тиімді шешу кезінде қалыпты эксплуатациялау және монтаждау жағдайындағы барлық тапсырмаларды жобалау үшін мына жүйелерді ескеру керек:

- қозғалу және созылу кезінде жабын дисктерінің қажетті төзімділігін қамтамасыз ететін жабын плиталарының арасындағы горизонталды бойлай және қиылысатын байланыстарын;

- қозғалу және бұрылу кезінде горизонталды торап пен жабынның қажетті төзімділігін қамтамасыз ететін салмақ түсетін қабырғалық панел мен бір қабырғалық пилонның арасындағы вертикалды (қабатаралық) байланысы;

- беріктік пен қалқа болатын қабырғалы панельдерге жел және температуралық әсер жұмысын қамтамасыз ететін сыртқы қалқалы қабырғалар мен арқалық дисктер арасындағы көлденең байланыс.

Байланыстардың үйлесімді байланысына бір қабаттың қабырғалық панельдері арасындағы қарапайым қолданыстағы монтажды көлденең байланыстар кіргізілмеген; бұл байланыстарды жүзеге асыру мүмкін бола бермейді (оларды орналастыру мүмкіндігі

ғимараттың жоспарлық шешімдеріне байланысты), ережеге сәйкес, монтаждық жұмыстардан басқа кездерде тиімділігі төмен болады. Сонымен бірге, бұл байланыстарды қолдану кезінде 3.2 тармақтың талаптарына сай, олардың үдемелі қирап қалуға қарсы тұруы жоғары болатындай етіп құрастыру керек.

3.2. Үдемелі қирауға қарсы тұратын байланыстардың тиімді жұмысы тек олардың иілгіштігінің шекті жағдайы кезінде ғана мүмкін болады:

-осындай қабілеттері таусылғаннан кейін байланыстың жұмыс барысынан шығып қалмауы және қирау орын алмай тұрып салыстырмалы түрде айтарлықтай өзгерістерге (бірнеше миллиметрге) түсуі қажет.

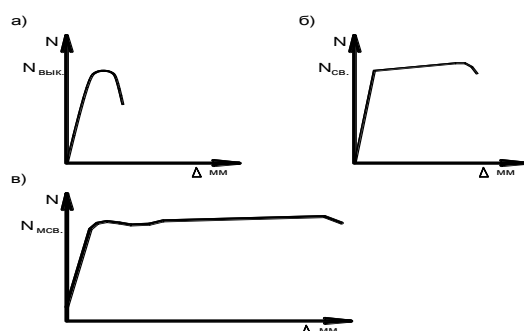
Жиналмалы элементтер байланысының иілгіштігін қамтамасыз ету үшін олардың құрылымдық шешімдері иілгіш беттік немесе арматура болаттан жасалған арнайы иілгіш элементтерден тұруы тиіс.

Құрамалы элементтер арасындағы созылмалы сызықтық байланыс, ережеге сәйкес, жүйелі байланысқан элементтер тізбегін көрсетеді – төсеме бөлшек анкері, төсеме бөлшек, байланыстың өзі, екінші бөлшектің төсемесі және оның анкері. Осы тізбектің және оның байланыстарының жеке бөлшектерінің қарсыласуы өзгерген кезде түйіскен жердің шекті жағдайы әлсіз түйін арқылы анықталады. Толықтай байланыстың нақты иілгіштігі қай бөлшектің әлсіз екендігіне байланысты:

- егер төсемелі бөлшек ұстатылатын бетонды қағу қажет болса, онда қирау байланыстың істен шығуын тудыратын (3,а сурет) аса байқалмайтын сызықтық өзгерістер орын алатын азғана сипатқа ие болады;

- егер дәнекерленген байланыстардың біреуі қираса, онда дәнекерленген байланыстың шекті иілгіштігі кезінде, қирауға бейім бөлімдердің сызықтық өзгеруінің ең аз ұзақтығында байланыстың істен шығуы салыстырмалы түрде жоғары бола қоймайды (3,б сурет):

- байланыстың әлсіз бөлімі металл байланыс болып табылғанда барлық байланыстар ең жоғарғы мүмкін болатын иілгіштік қасиеттерін танытады (И.3в сурет).



а – ұстату бөлімінде бетонды қағу кезінде;

б – дәнекерленген бөлшектер қираған кезде;

в – беттік немесе өзектік байланыс қираған кезде.

И.3. сурет. Түрлі элементтерінің қирауы кезінде созылмалы сызықтық байланыстың өзгеру диаграммасы

Панельді ғимараттардың үдемелі қирауына қарсы тұратын жиналмалы элементтердің байланысы тегіс берік заттармен жобалануы керек, сонымен қатар айтарлықтай жоғары иілгіштік өзгеруін қамтамасыз ететін элемент те айтарлықтай берік болуы тиіс.

Бұл шартты орындау үшін айтарлықтай иілгіштігінен басқа, иілгіш элементтің мүмкіндігін байланыстың барлық элементтерін есепке алу керек, 1,5 есеге арттыратын, мысалы, төсемелі бөлшектерді қағу кезінде және дәнекерленген байланыстар жағдайында, байланыстың өзіне қарағанда 1,5 есе көп ретті есепке алуға кеңес беріледі. Сонымен қоса байланыс мүмкіндігін ҚНЖЕ II-23-81 * қатынасы бойынша төмендегі формула бойынша анықтау қажет:

$$N = A_n R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_u}$$

Бұл жерде $\gamma_c = 1$ және $\gamma_u = 1,2$. Иілгіш элементтер үшін жобалау шешімдерінің нақты орындалуы үшін қатаң бақылау қамтамасыз ету керек, беріктерін ауыстыруға мүмкіндік болмайды.

3.3. Ғимараттың үдемелі қирауға қарсы тұру тиімділігі тек байланыстар үшін ғана емес, сонымен қоса басқа да жиналмалы элементтер үшін иілгіштікті қажет етеді. Жекелей айтқанда:

- жылжыту байланысы ретінде қызмет ететін жалғастыру элементтерінің ойықтарын көлденең күштің әсерінен емес, иілгіштіктен қирайтындай етіп жасау;

- кілтек байланыстарын жеке кілтектердің беріктігі қиықты майыстыру кезінде 1,5 есеге жоғары болатындай етіп жасау.

3.4. 3.1 тармағында тізбектелген байланыс түрлерінің қимасы пайдалануды, монтаждауды немесе қарастыруды қажет ететін апатты әрекеттерді есепке ала отырып анықталуы тиіс, бірақ төменде келтірілген созылмалы күш көлемдерді қамтамасыз ету үшін емес:

- ғимараттың созылмалы ұзындығы бойындағы жабылған жерлерде орналасқан көлденең байланыстар үшін, - ғимараттың 1 көлденең ұзындығына 15 кН (1,5 тс);

- ғимараттың созылмалы ұзындығы бойындағы жабылған жерлерде орналасқан перпендикулярлық байланыстар, сонымен қатар ғимараттың шағын жоспарлы көлденең байланыстары үшін – ғимараттың 1м ұзындығына 10 кН (1,0 тс); бетонды және темір бетонды сыртқы панельді диск жабындылар үшін - қабырғаның 1м ұзындығына 10 кН (1 тс) кем емес;

- панельдерді көтеруге арналған бөлшектерді (көтергіш арқандар, істіктер және т.б) қолдануды қарастыратын тиімді шешімді қажет ететін қабаттар аралығындағы тік байланыстар үшін – көтеруге арналған сәйкес бөлшек беріктігінен аз емес;

- басқа да шешімдер кезінде қабырғаның 1 еніне 25 кН (2,5 тс) аз емес.

ЕСКЕРТПЕ «Ірі панельді ғимараттардың үдемелі қирауының алдын алу бойынша кеңестерде», МНИИТЭП және НИЦ СтаДиО, НИИЖБ(1999), төмендегідей қосымшалар бар:

- Тасымалды-қабырғалы жүйенің панельді ғимараттардың үдемелі қирауға қарсы беріктік есебінің әдістемесі. 1 Қосымша (міндетті);

- Үдемелі қирауға қарсы беріктікке ПЗМ сериясының ғимарат есебінің мысалы (2 қосымша).

ҚОСЫМША К

(ақпараттық)

Төтенше жағдай кезіндегі дуалды тұрғын ғимараттарды сақтау жөніндегі ұсынулар 2002⁶

Кіріспе

Мәскеу қаласында салынып жатқан тұрғын ғимараттарды төтенше жағдайлардың пайда болуымен байланысты сақтау жөніндегі директивті және үлгілік құжаттарға сәйкес табиғи және техногенді төтенше жағдайларды, мемлекеттік стандартпен айқындалған және мақұланған үлгі бойынша мәселені шешу. Мәскеу қаласының аймағының табиғи жағдайын, сонымен қатар Ресей мен шет елдерде сабақ ретінде болған көптеген ғимараттар мен құрылыстардың апаттары, төтенше жағдай туғызатын жағдайлардың тізімін осы саралау негізінде қарастырылған қателіктерді түбегейлі аңықтап және мемлекеттік стандарттарға қарағанда неғұрлым кеңейтіліп қарастырылуы керек. Сол қорытындыға келесі төтенше жағдайларды қосу қажет:

¹ Қазір және келешекте курсивпен мемлекеттік стандарттарда белгіленген термендер мен қысқартулар белгіленеді.

² Құрылыс апаттарының кітапнамасы өте кең; XX ғасырдың екінші жартысындағы тұрғын ғимараттардың құрылыс апаттарының кітапнамасы мол - [31].

1. Табиғи ТЖ:

А) – сейсмикалық әсер;

Б) – ғимаратқа желдің салмағын арттыратын қауіпті метеорологиялық құбылыс;

В) – ғимараттардың іргетасына карстық шұңқыр және опырулардың пайда болулары;

2. Антропогенді (сонын ішінде, техногенді) ТЖ:

³ Әдебиетте «Антропогенді ТЖ» термині тым жалпы қарастырылады мемлекеттік стандарттарда қабылданған «техногенді ТЖ» терминіне қарағанда.

А) - *жарылыс* ғимараттың сыртында немесе ішінде (әдебиетте келесі қайнар көздер қолданылады- тұрмыстық газ, тезжарылғыш газдық қоспалар және сұйықтықтар, бомбалар, және басқа да террористермен қолданылатын жарылғыш құрылғылар);

Б) - *өрттер*;

⁴ Өрттер сонымен бірге табиғи ТЖ жатқызылуы мүмкін, бірақ олар негізінен адамдардың іс-әрекетімен байланысты пайда болады.

В) – транспорттық апаттар (ЖТО, авиациялық апат);

Г) – ғимарат және құрылыс апаттары немесе олардың негізгі тіректеріне едәуір зақым келтіру, келесі мәселелерге байланысты:

а) проектідегі қателік түбегейлі құрылыс нормалары мен ережелеріне немқұрайлықпен қарағандықтан

б) жұмыстардың сапасыз орындалуы (заводта немесе монтажда);

в) материалдардың дефектілері;

г) ғимараттарды пайдаланудағы қателіктер сонын ішінде олардың инженерлік жабдықтары;

д) немқұрайлық, ұқыпсыздық, біліксіздік, кейде тұрғындардың, қызметкерлердің немесе бөтен адамдардың вандализм (тұрғындардың өз бетінше негізгі конструкцияларды еркертпей пәтерлерін қайта жоспарлау).

Көрсетілген ТЖ алғышарттары өндірістегі жарылыстардың класификациясының аналогиясына сәйкес, жобалық және жобадан тыстарға бөлінген. ТЖғимараттарды сақтап қалу жобалық қайнар көзіне сәйкес құрылыс стандарттары мен ережелеріне сәйкес; ғимараттарды ТЖ жобадан тыс қайнар көздері арқылы сақтау арнайы анализді қажет етеді оның түбегейлі мақсаты- сәйкестік нормаларын ойластыру және қарастырылып отырған ТЖ жобадан тыс нормаларды жобалық категорияға кіргізу. Берілген ұсыныстың негізгі мақсаты – мәскеулік тұрғын ғимараттардың қауіпсіздігін қамтамасыз ету жобадан тыс ТЖ.

Жоғарыда аталып өткен төтенше жағдайлардың саралауы көрсеткендей негізінен мәскеулік жағдайлар үшін жобадан тыс ТЖ ғимараттың құрылыстарында локальды апатты жағдайларының әсерлері болып: жарылыс, өрттер, карстық құлаулар, ЖТО, конструкциялардың және материалдардың кемшіліктері, ғимараттардың инженерлік жүйелердің апаттары, біліксіздік реконструкциялар және т.б. танылады.

Негізінен қарастырып отырған әсерлер түрлері ғимараттың негізгі конструкцияларына жергілікті бүлінулерге ғана салмақ келтіреді. Сонымен қатар кейбір жағдайларда ТЖ осы жергілікті бүлінулермен бітеді, ал басқа жағдайларда ғимараттың негізгі конструкциялары апаттан кейін сақталған қосымша салмақты көтере алмайды да олар да қиратылады. Апаттардың ақырғы аталып өткен түрлері әдебиетте «прогрессивті қиратулар» деген атқа ие болды.

«Прогрессивті қиратулар» термині мен мәселенің анықтамасы және одан панельді ғимараттарды сақтау 1968 жылы Лондондағы Роунан Пойнт атты 22 этажды тұрғын үйде болған аты шулы апатты зерттеудегі комиссия баяндамасынан кейін кең өріс алды. [1]. Баяндаманың публикациясынан кейін дамыған елдердің барлығында дерлік осы мәселені зерттей бастады, 70 жылдардың соңына таман әр түрлі конструктивті жүйелер экономикалық өлшем бойынша ғимараттардың прогрессивті қиратулардан тұжырымдама мүмкін болатын қорғау тәсілдері негізінен аяқталды. Көптеген дамыған елдердің ғылымдарының нәтижелері, негізгі қорытындылар панелді ғимараттарды жобалау нормаларын зерттеулерінің бір-біріне ұқсас болып шықты. Ғимараттардың әр түрлі конструкциялық жүйелерінің негізгі сипаттамалары келесіге негізделді.

1. Алдын ала шараларын ескере отырып ТЖ локальды ескертулеріне бағытталған немесе олардың әсерінен пайда болатын апаттық әсерлерді ескере отырып, ең негізгі назарды прогрессивті қиратуларды алдын алу шараларына аудару керек.. Бұл негізінен біріншіден ғимараттың конструкциясын құратын ешқандай ақталған экономикалық шараларымен түгелдей локальды қиратуларды толығымен жоюға болмайтының, екіншіден прогрессивті қиратулар өте қиын салдарға әкелуі мүмкін, үшіншіден салыстырмалы жергілікті бүлінулер ғимараттың негізгі конструкцияларына салынған ұстап тұрған, олардың прогрессивті қиратуларға төзе алатындығы оларды қалпына келтіру үшін үлкен шығындарды қажет етпейді.

2 Негізгі қағида прогресивті қиратуларды алдын алу –ғимараттың конструктивті жүйесінің бүтінділігін көтеру қосылған түйіскен жерлерінің тегіс болуы.

3.Конструктивті қорғаныстың эффектісі конструкция элементтерінің дамуы және олардың пластикалық деформациялардың өзара қосулаларына тәуелді болады,; қосылыстардың созымдылығы үшін қажет етіледі қосылыстардың анкеровкасының беріктілігі сәйкес болуы шарт.

4. Ұсынылған сапалы ұқсастықтың сақтау шаралары прогресивті қиратулардан апробиаттық конструкциялық антисейсмикалық шаралары арқылы сақтанудың. Әдебиеттерде көптеген мысалдар келтіріледі сейсмотұрақты ғимараттар олардың локальды қираулары прогресивті қиратуларға алып келгенжөқтығы, себебі олардың сейсмоқауіпсіздігі жоғары деңгейде болғандықтан.

Берілген ұсынулар берілген принциптерге сүйінген, олар локальді ТЖ кезіндегі каркасты тұрғын үйлердің сақтау қалу шараларын қарастырады. Туындаған сұрақтар берілген ұсынулардаға дейін аз да болса қарастырылған болатын, берілген ұсынулардың мазмұның кеңінен өнделуінің себебі өртке қарсы шаралардың қатандауымен байланыстырылады. [12]. Өрттер ТЖ кеңінен тараған жағдайлары болып табылады. Өртке қарсы шараларды ұйымдастыру тек қана ғимаратты өрттен сақтай алады, ал басқа ТЖ кезінде пайдасыз болуы әбден мүмкін. Сондықтан мәскеудік ережелерде ғимараттарды толығымен прогресивті қиратулардан кез-келген төтенше жағдайлардан сақтау жайында шаралар қабылданып, өртке қарсы жекелеген конструктивті элементтердің талаптары жалпы ғимараттың прогресивті қирауынан сақтауын ескеру қажет [17] (п. 3.6) (п. 3.24).

Бұл ұсынулар прогресивті қиратуларға қарсы жалпығылыми және нормативті шет елдік әдебиеттердегі зерттеулерге сүйене отырып МНИИТЭП жасалып Мәскеу қаласының ережелерінің дамуында көрініс табады. [17].

К.1. Негізгі ережелер

1.1. Ғимаратты қалыпты эксплуатациялық ережелермен ескерілмейтін (жарылыстар, өрттер, көлік құралдарының соқтығыс әсерлері) апаттық әсерлерден негізгі конструкциялардың локальді қирауы тұрғын каркасты ғимараттардың прогресивті қирауларға әкеп соқтырудан қорғалуы тиіс.

Каркасты ғимараттарда негізгі элементтер бар, оларды прогресивті қиратулардан конструктивті шаралармен сақтап қалу мүмкін емес. Олар каркастың негізгі элементтері болып табылып, (бірінші орында колонналар) ғимараттың тұрақтылық сапасын және ТЖ кезіндегі прогресивті қиратуларды болдырмау мақсатында бұл элементтер үшін қосымша төзімділікті қажет етіледі. (қар. т.т. [2.6](#) - [2.9](#)).

ЕСКЕРТПЕ Панельді ғимараттар үшін бұл талаптар келесі мәнге ие. Апаттық әсер жағдайында негізгі конструкциялардың (толық немесе жекеше қабырғалардың қирауы бір этаждың көлемінде және ғимараттың екі белдіктің тоғысқан жері) локальді қиратулар болуы мүмкін, бірақ бұл алғашқы қиратулар конструкцияны негізгі тірегіне зақым келтірмеуі керек немесе алдында ғана зақымданған элементтерге әсерін тигізбеу керек.

Каркасты ғимараттың конструктивті жүйесі локалды әсер кезінде жекелеген элементтерге оның төзімділігі мен мықтылығын қамтамасыз етуі шарт ғимараттың

қалыпты эвакуация жағдайларымен қарастырылмаған жағдайларда кем дегенде адамдарды эвакуациялауға кететін уақыт шамасына. Конструкциялардың орын ауыстырулары мен оларда трещиналардың пайда болулары қарастырылып отырған төтенше жағдайларда болулары мүмкін.

1.3. Каркасты ғимараттың тұрақсыздығын прогресивті қиратуларға қарсы келесі шаралар арқылы жүзеге асыруға болады:

- конструктивті шаралармен, олар ригельдағы және олардың пластикалық деформациялардың шектелген күшке әсер етеді;
- конструктивті байланыс жүйесінің рационалды шешімі жекелеген түйіндердің және жалғау қосу элементтері.

1.4. Ғимараттың реконструкциясы (сонын ішінде пәтерлердің қайта жоспарлау) ғимараттың прогресивті қиратуларға қарсы тұрақтылық сапасын төмендетпеуі қажет.

К.2. Каркасты тұрғын ғимараттардың прогресивті қиратуларға қарсы тұрақтылық есебі

2.1. Ғимараттың прогресивті қиратуларға қарсы тұрақтылығы ғимараттың конструкциясына үнемі немесе уақытша салмақтардың әсері, сонымен қатар гипотетикалық әсерлер арқылы анықталады (қар. п. 2.3).

2.2. Үнемі және уақытша салмақ негізінен [5]-інде берілген мағмұлаттарарқылы анықталады. Сонымен қатар салмақтардың коэффициентін және салмақтардың үнемі және уақытша сенімділік салмақ коэффициентін бірдей бірлік ретінде қарастыру ұсынылады.

2.3. Негізгі конструкцияларға гипотетикалық әсерлерін есептеу, негізінен ғимараттың әр түрлі мүмкін болатын төтенше жағдайлардың біріне сәйкес келетін локальды әсерлердің есептері арқылы анықталады.

Келесі локальді әсерлерді қолдану туралы ұсынулар жасалған:

ғимараттың іргетасының кез-келген жерінде орналасқан диаметрі 6 м болатын карстық шұңқыр (карстық қауіпті аудандар үшін);

жалпы көлемі 40 м^2 дейін болатын үстінгі жабынының зақымдануы;

негіздердің біркелкі емес болуы;

горизонтальды салмақ вертикальді негізгі элементтер үшін өзекті үшін $3,5 \text{ т}$ және өзекті тілімшелердің 1 м^2 үшін 1 т қарастырылып отырған элементтер үшін бір этаждың көлемінде (салмақ бойынша тұрақтылық коэффициенті бірге тең).

2.4. Ғимараттардың прогресивті қиратуларға қарсы есептеулері негізінен [6, 8, 18]-берілген мәліметтерге сәйкес материалдардың нормативті сипаттамалары қалыптасады. Материалдардың есептік сипаттамаларын бетонды және темірбетонды құрылыстар үшін нормативті қарсылығын тұрақтылық коэффициентіне бөлу арқылы анықтайды да 1 Кестеде көрсетілгендей тұрақтылық коэффициентін қолдану арқылы көтереді. Сонымен қатар есептеу сипаттамаларын жұмыс жағдайларының коэффициентіне көбейту арқылы ғимаратты салғаннан кейінгі бірінші уақытта бетонның интенсивті өсу тұрақтылығының әсерінен апаттық әсерлер азайтады.

Бетон үшін жұмыс жағдайларының коэффициентін 2 Кестесі бойынша қабылдайды, ал арматураның кез-келген класстары үшін бір коэффициент $\gamma_s = 1,1$ енгізіледі.

Прокатты болат үшін қарсылық есептеулер [8] бойынша алынады, бірақ міндетті түрде пластикалық болатпен жұмыс істегенде аққыштықты есептеу керек. Пластикалық болаттар үшін жұмыс жағдайының коэффициенті 1,1 ретінде қабылданады.

К.1 Кесте Бетонды және темірбетонды құрылыстар үшін тұрақтылық коэффициенті

Материал	Бінталы күй немесе материал сипаттамасы	Шартты белгілеу	Материалдың тұрақтылық коэффициенті
Бетон	Сығылуы	γ_b	1,15
	Созылуы	γ_{bt}	1,25

2.5. Ғимараттың прогресивті қирауларының тұрақтылық есебін анықтау үшін кеңістікті есептеу моделін қолданылу ұсынылады.

Бұл модель қалыпты эксплуатациялық жағдайларда негізгі болып табылады, ал локальды әсерлер белсенді түрде салмақты қайта бөлуге қатысады. Ғимарат моделі в п. [2.3](#).көрсетілген бүкіл локальды әсерлерді ескере отырып есептелуі тиіс.

К.2 Кестесі Бетонды және темірбетонды құрылыстар үшін жұмыс шарттарының коэффициенті

Коэффициентті енгізу факторының ережелері	Шартты белгілеу	Жұмыс шартының коэффициенті
1. Бетонды конструкциялар	γ_{b1}	0,9
2. Бетон тұрақтылығының өсуі уақытпен шаққанда, бетонның В50 және одан да жоғары класстарынан, бетонның глиоземисті цементінен, алюминантты және алитовты портцементтерден басқа.	γ_{b2}	1,25
3. Элементтерді заводтық дайындау (бетонды және темірбетонды).	γ_{b3}	1,15

2.6. Ғимараттың серпінді моделі локальді әсерлерге сай және элементтер жұмысының өзгеру сипаттамасын ескеруі қажет.

Серпінді есептеу арқылы жеке элементтерде алынған тырысу олардың есептеу қабілеттілігін салыстырулары керек. Ғимараттардың тұрақтылығы прогресивті қиратуларға қарсы қамсыздандырулары, егер кез-келген элемент үшін $F \leq S$, где F и S осы ережесі сақталса, $F \leq S$, где F и S сәйкес элементтегі тырысу серпінді есептен алынған, және оның негізгі есептік қабілетіп. [2.4](#). берілген нұсқауларға сәйкес.

2.7. Конструкциялық жүйенің пластикалық жұмысының шекті күйде есептеуін шекті тепе-тендік теориясының әдісі арқылы жүргізу ұсынылған.

2.8. Каркасты ғимараттардың іргетастарының төменгі бөлігі 6 балдық сейсмикалық есептеулерге сай жасалған (грунттардың категориясына тәуелсіз), прогресивті қиратуларға қарсы тұрақтылыққа сүйенуге болмайды. Бұл ретте [\[10\]](#), сәйкес есептеулер үшін экстраполяцияның керекті коэффициенттерін қабылдау үшін. Осы есептеудің қорытындысы бойынша, түйіндер мен байланыстар [\[6, 8, 18\]](#) сәйкес жобаланулары керек.

2.9. Есеп бойынша төтенше жағдайлардың колонналар мен диафрагмалар іргетастың қалыпты күшін 15% көбейту туралы ұсыныс тұнбасы әркелкі. Бұл ұсыныс іргетастың астындағы карсттың қалыптасуына жатқызылмайды.

2.10. Колонналарды, ригеляларды, диафрагмалар мен қабырғаларды жалғастыратын байланыстар бұл қабырғаларды төменгі этажға кұлаудан сақтап қалу керек. Сондықтан есептелуі шарт нормативті салмақтың тең жартысына оның үстінгі еденнің орналасуын жабу.

2.11. т. 5.18 [7] талаптарға сай алдын ала жобаланған жабындардың арнайы аймақтарды ескеріп олардың өртке төзімді деңгейлері негізгі конструкцияларға ұсынылған болу керек (Сурет К.1). Бұл аймақтардың құрамында арматуралары бар болғандықтан олар сақтап қалу қабілеттеріне ие, олар вертикалды негізгі конструкцияларды қосады және ғимараттың төтенше жағдай кезіндегі төзімділігін артта түседі. Арматуралардың саны мен орналасу жерлері белгілі бір есептеулермен есептеледі. Берілген арматура эксплуатациялық және монтажды салмақтарды есептегенде де міндетті түрде ескеріледі.

Қалған арматураның барлығы т.т. 5, 18 [7] берілген талаптарға сай қабат аралық жобаларды жабдықтағанда қолданылуы мүмкін соның ішінде шатыр мен жертөлені жабдықтағанда.

Жабдықтау үшін құрамында арматурасы жоқ құрама тақталарды қолданған жағдайда арнайы монолитті аймақтарды орнату немесе альтернативті шараларды қолдану қажет.

К.3. Конструктивті талаптар

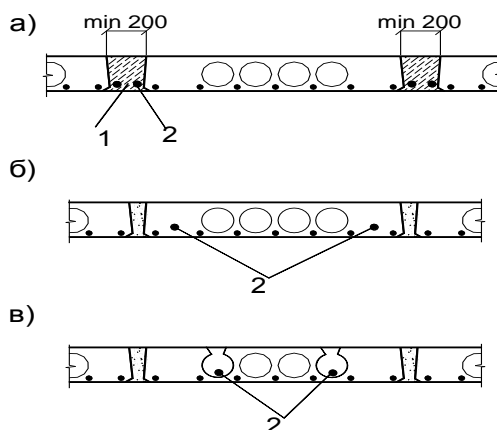
3.1. прогрессивті қиратулардан қаркасты тұрғын ғимараттарды негізгі сақтау тәсілі негізгі элементтердің беріктілік сақтықтарын, колонналар, ригелялардың, диафрагмалардың, дисктердің конструкциялардың негізгі тірек қабілеттілігін арттыру. Жабдықтардың кесілмейтіндіктерін құру, колонналар мен ригелялар, қаркастың конструкциялары мен жабдықтарының арасындағы құрастырулардың пластикалық құрылымдарын сапасын көтеру, жұмысқа кеңістік жүйесінің негізгі элементтерін тарту.

3.2. Құрама элементтердің арасындағы байланыс есептеу бойымен орнатылатын қалыпты эксплуатациялық немесе монтажды салмақтар немесе конструктивті ойлау, оларды жобалау кезінде апатты локальді қиратулар. Мәселенің тиімді шешімі үшін прогрессивті қираудан ғимараттарды қорғау жобалаудың бүкіл мәселелерін ескере отырып қалыпты эксплуатациялық және монтажды жағдайды ескере отырып негізінен келесі байланыс жүйесін ұсынылады:

- горизонталды бойына және көлденең байланыстар плиталар арасындағы жабындар қамтамасыз ететін жабындардың дисктерін беріктік созылу және жылжуда қажетті,

(сурет. 2);

- горизонтальды жабын аспалы сыртқы қабырғалар және дисктердің арасындағы көлденең байланыстар аспалы қабырғалық панельдер желге және температуралық әсер қамтамасыз ететін тұрақтылықтар және жұмысты желге және температуралық әсерлерге аспалы қабырғалық панельдер.



- а) - монолитарлы аумақ,
 б) – жабу плиталарында,
 в) - аражабын тақталарының монолит етілген қуыстарында,
 1 - бетон, 2 - арматура.

Сурет К.1 Қосымша арматураны үлкейтілген қорғаныс қабатымен қалау варианттары

3.3. Байланыстар жұмысының эффективтілігі прогресивті қиратуларға қарсы тек қана олардың иілгіштік қасиетінің шекті күйде қамтамасыз ету қажет, негізгі қасиетінің тауысуынан кейін байланыс жұмысын жалғастыра отырып деформацияның салыстырмалы үлкен абсолютті деформация күйзелісін болдырмау керек.

Құрама элементтерінің біріктірулерінің иілгіштігін қамтамасыз ету үшін, олар өздерінің құрамына арнайы иілгіш элементтерді қосулары керек, бұл элементтер иілгіш тақтадан немесе арматуралық болаттан жасалады.

Созылған желілік байланысқұрама элементтердің арасындағы негізінен бірінен кейін бірі қосылған элементтердің тіркесін қалыптастырады да бөлшектің кепілдеме анкері, кепілдеме бөлшек, байланыстың өзі, екінші элементтің кепілдеме бөлшегі және оның анкерін құрайды. Осы тізбектің және оның байланысының кездейсоқ өзгергіштіктің жекелеген элементтердің қарсыласу күштерінің тоғысқанжеріең әлсіз бөлімі болады. Тиісінше бүкіл біріктірудің нақты иілгіштіктігі қандай элемент ең әлсіз боп шығатынынан тікелей тәуелді болады:

- егер анкербөлшегі қосылған бетонды тесетін болса, онда қирау аздаған сипатқа ие болады және аздаған желілік деформацияларға ұшырайды да олар жүйенің жұмысының тоқтатылуына әкеледі. (сурет. 3а);

- егер сваркіленген құрылыстарының бірі қираса, онда қандай сапалы сварка болса да иілгіштік өз көрінісін табады да, кішіжілілік дефрмацияның ең әлсіз бөлімі күйзеліске ұшырайды, сондықтан желінің жұмысы тоқтатылады. (Сурет К.3б);

- тек қана сол жағдайда егер біріктірудің ең әлсіз бөлігі металдық байланыс болса, онда бүкіл біріктірулер өздерінің максималды иілгіштік қасиеттерін айқындайды, (Сурет К.3в).

Құрама элементтердің қосындысы каркасты ғимараттардың прогресивті қирауына қарсы жобалануы мықтылығы бірдей емес жоба арқылы жобалануы тиіс, ол жағдайда байланыстың ең үлкен иілгіштік деформациясын қамтамасыз ететін элементтің шекті күйі неғұрлым мықты болуы қажет.

Бұл шартты орындау үшін ең иілгіштігінен басқа байланыстың барлық элементтерін есептеу ұсынылады, 1,5 есе күшейту үшін элементтің негізгі иілгіштік қасиетін арттыратын, мысалы бөлшектің кепілдеме анкери және сваркіленген қосындыларды ұсыну.

Осы жағдайда байланыстың негізгі қасиетін Өнеркәсіптік кәсіпорындардың құрылымын [осы формула арқылы II-23-81](#)* анықтау керек

$$N = A_n R_y \gamma_c$$

егер $\gamma_c = 1$. иілгіш элементтердің жобалық шешімдерге сай іс жүзінде дәл орындалуын ерекше қадағалау керек – олардың неғұрлым мықтырақ элементтерге ауыстыруға жол беруге болмайды.

3.4. Ғимараттың прогрессивті қирауына қарсы кедергінің эффективтілігін көтеру үшін байланыстардың шекті күйіндегі иілгіш жұмысын сонымен қатар басқа да конструктивті элементердің жұмыстарының иілгіштік қасиеттерінің артуын қажет етеді. Ол үшін:

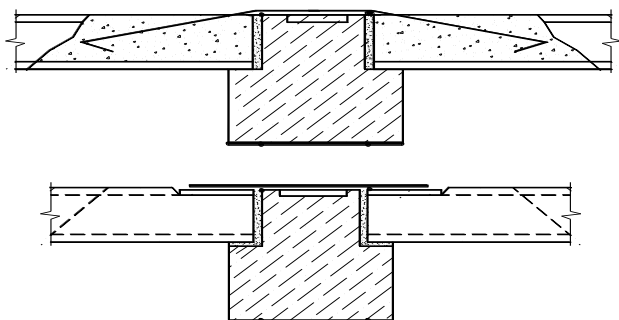
- ғимарат каркасының негізгі конструкциясының жоспарын құрғанда иілгіш шарнирлер каркастың колонналарында емес регельдерде орналасуы керек;
- шпонкалық біріктірулердің жоспарын құрғанда негізінен жеке шпонкалардың беріктілігі кесіккен буаттарында жаншылуға қарағанда 1,5 есе көбірек болу керек.

3.5. қималардың байланыстары дисктердің жабындырда (көрсетілгендей в п. [3.2](#) түрлер) есептеуге бойынша эксплуатациялық монтажды немесе осында қарастырылған апаттық әсерлер, бірақ келесі иілгіштік қасиетін қабылдау тиісті мөлшерлерден аз болмауы шарт және анықталуы керек:

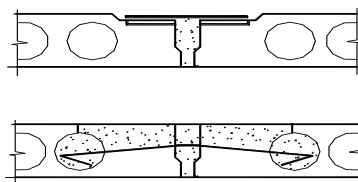
- ғимараттың жоспарындағы қабырғалардың енінде орналасқан горизонтальды байланыстар үшін - 15 кН (1,5 тс) ғимараттың ені 1 м ;
- горизонтальды байланыстар үшін ғимарат жоспарындағы, сонымен қатар ғимараттардағы компактті жоспарлардағы горизонтальды байланыстардың для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях перпендикулярно длине протяженного в плане здания, а также для горизонтальных связей в зданиях с компактным планом - 10 кН (1,0 тс) на 1 м длины здания;
- бетонды және темірбетонды аспалы сыртқы панельдермен және жабындар дисктері арасындағы горизонтальды байланыстардың арақашықтығын қабырғаның 1 м ұзындығына 10 кН (1 тс)-тан аз болмауы керек;

Байланыстар арасындағы арақашықтықты 3,6 м аспайтындай ғып белгілеу керек.

а)

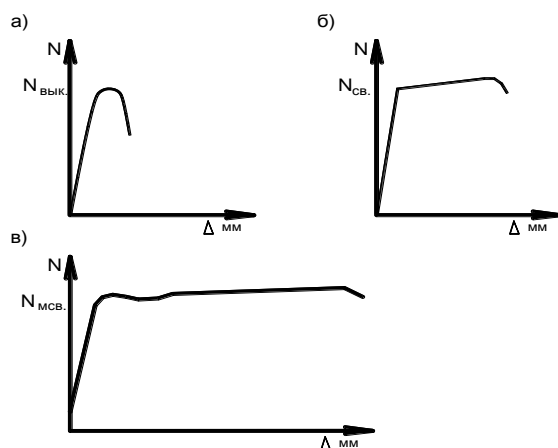


б)



а - ригельдермен, б - өзара.

К.2. Сурет Жабу плиталардың біріктіру нұсқаулары



- а) – бетонды анкеровка аймағында тесу;
- б) – дәнекерлеу қосындыларының қиратылуы;
- в) – табактық немесе өзек қосындысының қиратылуы.

Сурет К.3. Созылған желілік байланысының жекелеген элементтерінің қирауының деформациялау диаграммасы

3.6. Каркасты ғимараттарда негізінен монолитті жабдықтарды қолдану керек, әсіресе үлкен аудандары бар бөлмелері болса (40 м^2 артық).

3.7. Плитаның жамылғысы мен бүркенуі құрама тәріздес және монолитті болып келеді, олар каркастың негізгі конструкцияларымен мықты байланысу керек, ал құрама плиталар бір-бірімен мықты байланысуы керек.

3.8. Далдаларды каркасты табак тәріздес материалдардан немесе біртұтас құрама элементтермен жобалау артықшылығы бар - темірбетонды немесе гипсолитовты. Далдаларды даналанатын материалдардан көлемдік массасы 500 кг/м^3 артатын болмсаоларды қолдануысынылмайды.

3.9. Далдалардың бүркінуі мен байланыс жабындармен берік байланысуы шарт, олар горизонтальды орын ауыстыруларды шығаратын, бірақ вертикальды орын ауыстырулар рұқсат етіледі.

Сонымен қатар далдалардың жоғарыда тұрған бөгеуге жалғастыру төменде жатқан бөгеу құлайтын жағдайда ол орнында қозғалмай тұратындай болу керек. Бұл бірінші кезекте егер бөлме кісі тұрмайтын бірінші қабаттарда орналасса

Далдаларды көрші далдалармен, колонналармен, қабырғалармен,металлды байланыстармен байланыстыру вертикалды түрде байланыстыру ұсынылады. Байланыстар далдалардың өздерінің салмақтарына сай есептелінуі қажет.

Қосымша Л
(ақпараттық)

Төтенше жағдайлар кезінде негізгі дуалдары кірпіштен жасалған тұрғын ғимараттардың сақтау жөніндегі ұсынулар, 2002⁹

Кіріспе

Мәскеу қаласында салынып жатқан тұрғын ғимараттарды төтенше жағдайлардың пайда болуымен байланысты сақтау жөніндегі директивті және үлгілік құжаттарға сәйкес табиғи және техногенді төтенше жағдайларды, мемлекеттік стандартпен айқындалған және мақұланған үлгі бойынша мәселені шешу. Мәскеу қаласының аймағының табиғи жағдайын, сонымен қатар Ресей мен шет елдерде сабақ ретінде болған көптеген ғимараттар мен құрылыстардың апаттары, төтенше жағдай туғызатын жағдайлардың тізімін осы саралау негізінде қарастырылған қателіктерді түбегейлі анықтап және мемлекеттік стандарттарға қарағанда неғұрлым кеңейтіліп қарастырылуы керек. Сол қорытындыға келесі төтенше жағдайларды қосу қажет:

¹ Қазір және келешекте курсивпен мемлекеттік стандарттарда белгіленген термендер мен қысқартулар белгіленеді.

² Құрылыс апаттарының кітапнамасы өте кең; XX ғасырдың екінші жартысындағы тұрғын ғимараттардың құрылыс апаттарының кітапнамасы мол - [31].

1. Табиғи ТЖ:

А) – сейсмикалық әсер;

Б) – ғимаратқа желдің салмағын арттыратын қауіпті метеорологиялық құбылыс;

В) – ғимараттардың іргетасына карстық шұңқыр және опырулардың пайда болулары;

2. Антропогенді (сонын ішінде, техногенді) ТЖ:

³«Антропогенді ТЖ»- термині әдебиетте қолданылатын, тым жалпы қарастырылады, мемлекеттік стандарттарда қабылдаған «техногенді ТЖ» қарағанда.

А) - жарылыс ғимараттың сыртында немесе ішінде (әдебиетте келесі қайнар көздер қолданылады - тұрмыстық газ, тезжарылғыш газдық қоспалар және сұйықтықтар, бомбалар, және басқа да террористермен қолданылатын жарылғыш құрылғылар);

Б) – өрттер⁴;

⁴Өрттер сонымен бірге табиғи Т Ж жатқызылуы мүмкін, бірақ олар негізінен адамдардың іс-әрекетімен байланысты пайда болады.

В) – транспорттық апаттар (ЖТО, авиациялық апат);

Г) – ғимарат және құрылыс апаттары немесе олардың негізгі тіректеріне едәуір зақым келтіру, келесі мәселелерге байланысты:

а) проектідегі қателік түбегейлі құрылыс нормалары мен ережелеріне немқұрайлықпен қарағандықтан

б) жұмыстардың сапасыз орындалуы (заводта немесе монтажда);

в) материалдардың дефектілері;

г) ғимараттарды пайдаланудағы қателіктер сонын ішінде олардың инженерлік жабдықтары;

2. Негізгі қағида прогресивті қиратуларды алдын алу –ғимараттың конструктивті жүйесінің бүтінділігін көтеру қосылған түйіскен жерлерінің тегіс болуы.

3. Конструктивті қорғаныстың эффектісі конструкция элементтерінің дамуы және олардың пластикалық деформациялардың өзара қосулаларына тәуелді болады,; қосылыстардың созымдылығы үшін қажет етіледі қосылыстардың анкеровкасының беріктілігі сәйкес болуы шарт.

4. Ұсынылған сақтау шараларының прогресивті қиратулардан апробиаттық конструкциялық антисейсмикалық шаралары арқылы сақтанудың сапалы ұқсастықтығы көрсетілген. Әдебиеттерде көптеген мысалдар келтіріледі сейсмотұрақты ғимараттар олардың локальды қираулары прогресивті қиратуларға алып келген жоқтығы, себебі олардың сейсмоқауітсіздігі жоғары деңгейде болғандықтан.

Берілген ұсынулар берілген принциптерге сүйінген, олар локальді ТЖ кезіндегі каркасты тұрғын үйлердің сақтап қалу шараларын қарастырады. Туындаған сұрақтар берілген ұсынуларға дейін аз да болса қарастырылған болатын, берілген ұсынулардың мазмұның кеңінен өңдеуінің себебі өртке қарсы шаралардың қатаңдауымен байланыстырылады. [12].

Өрттер ТЖ кеңінен тараған жағдайлары болып табылады. Өртке қарсы шараларды ұйымдастыру тек қана ғимаратты өрттен сақтай алады, ал басқа ТЖ кезінде пайдасыз болуы әбден мүмкін. Сондықтан мәскеудік ережелерде ғимараттарды толығымен прогресивті қиратулардан кез-келген төтенше жағдайлардан сақтау жайында шаралар қабылданып, өртке қарсы жекелеген конструктивті элементтердің талаптары жалпы ғимараттың прогресивті қирауынан сақтауын ескеру қажет [17] (п. 3.6) (п. 3.24).

Бұл ұсынулар прогресивті қиратуларға қарсы жалпығылыми және нормативті шет елдік әдебиеттердегі зерттеулерге сүйене отырып МНИИТЭП жасалып Мәскеу қаласының ережелерінің дамуында көрініс табады. [17].

Л.1. Негізгі ережелер.

1.1. Бірінші және екінші категориялы кірпіштен салынған тұрғын ғимараттар прогресивті қиратулардан сақталуы тиіс егер оның негізгі конструкцияларына локальді қиратуларынан зақым келтірілсе алдын ала ескертуге болмайтын және эксплуатациялауға келмейтін апаттық әсерлерден (жарылыстар, өрттер көлік құралдарының соққысының әсерінен және т.б.). Бұл талаптардың мазмұны апатты әсерлер негізгі конструкциялардың локальды қиратуларға әсер тигізеді, (толық немесе жекеше қабырғалардың қирауы бір этаждың көлемінде және ғимараттың екі белдіктің тоғысқан жері) бірақ бұл алғашқы қиратулар конструкцияны негізгі тірегіне зақым келтірмеуі керек немесе алдында ғана зақымданған элементтерге әсерін тигізбеу керек.

⁵ Осында және одан әрі қарай тек қана кірпішті қабырғалар сонымен қатар басқа да [32, 33]. сәйкес тас материалдары да ескеріледі.

Каркасты ғимараттың конструктивті жүйесі локальды әсер кезінде жекелеген элементтерге оның төзімділігі мен мықтылығын қамтамасыз етуі шарт ғимараттың қалыпты эвакуация жағдайларымен қарастырылмаған жағдайларда кем дегенде адамдарды эвакуациялауға кететін уақыт шамасына. Конструкциялардың орын ауыстырулары мен оларда трещиналардың пайда болулары қарастырылып отырған төтенше жағдайларда болулары мүмкін.

1.2. Негізгі қабырғалары кірпіштен жасалған ғимаратты прогресивті қиратулардан сақтау үшін жасалған жобада келесі бұзылмаған конструктивті екі түрлі элементті айқындау керек. Бірінші түр элементіне локальды қиратулардың әсерлері сапалы өзгерістерді кернеуленген күйді туғызбайды, бірақ кернеудің ұлғаюына және нығаюына әкеледі. Екінші түр элементіне (оларға алғашқы тіреулерінен айырылған конструкциялар жатады- қабырға мен бөгеу элементтері, локальды қирау аумағының үстінде орналасқан) қарастырып отырған күйде кернеудің сапалық жағдайының өзгеруі.

Бірінші түр элементтері қалыпты эксплуатациялық әсерлерден екі-үш есе аз салмаққа ұшырайды, жобаның негізгі мақсаты болып локальды қиратулардан кейін қабырғалар элементтері мен жабындарын мықтылығы мен тұрақтылығын қамтамасыз ету. Бұл конструкциялардың тұрақтылығын қамтамасыз ету үшін ілініп қалған элементтердің мықтылығына, олардың арасындағы байланыстын мықтылығына және бұзылмаған қабырғалармен осы аталып өткен шаралардың барлығы прогресивті қиратуларды тоқтату үшін қолданылады.

1.3. Ғимараттың тұрақтылығын прогресивті қиратуларға қарсы келесі ерекше экономикалық шаралар арқылы жүзеге асыруға болады:

- конструктивті шаралармен, олар элементтердегі және олардың байланыстарындағы пластикалық деформациялардың шектелген күшке әсер етеді;
- конструктивті байланыс жүйесінің рационалды шешімі жекелеген түйіндердің және жалғау қосу элементтерімен байланысты.

1.4. Ғимараттың реконструкциясы (сонын ішінде пәтерлерді жаңа ойықтардың құрылғысымен қайта жоспарлау) прогресивті қиратуларға қарсы тұрақтылық сапасын төмендетпеуі қажет.

Л.2. Негізгі қабырғасы кірпіштен жасалған тұрғын ғимараттардың прогресивті қиратуларға қарсы тұрақтылық есебі

2.1. Ғимараттың прогресивті қиратуларға қарсы тұрақтылығы ғимараттың конструкциясына үнемі немесе уақытша салмақтардың әсері, сонымен қатар гепотетикалық әсерлер арқылы анықталады.

2.2. Үнемі және уақытша салмақ негізінен [5] арқылы анықталады. Сонымен қатар салмақтардың коэффициенті және салмақтардың үнемі және уақытша сенімділік салмақ коэффициентін бірдей бірлік ретінде қарастыру ұсынылады

2.3. Негізгі конструкцияларға гипотетикалық әсерлерін есептеу, негізінен ғимараттың әр түрлі мүмкін болатын төтенше жағдайлардың біріне сәйкес келетін локальды әсерлердің есептері арқылы анықталады (қара 1 сурет).

Келесі локальді әсерлерді қолдану туралы ұсынулар жасалған:

- ғимараттың іргетасының кез-келген жерінде орналасқан диаметрі 6 м болатын карстық шұңқыр (карстық қауіпті аудандар үшін);
- бір қабатта орналасқан қиылысатын екі қабырғалардың олардың түйіндесінің орнындағы бөлімшелерінде қирауы, әр қабырғада ең жақын ойыққа дейін немесе келесі қабырғаның перпендикулярлы түйіскен жеріне дейін бірақ олардың ұзындықтары 3 м артық болмауы шарт
- сыртқы қабырғаның кез-келген аралық қабырғасын алып тастауы;

- бір қабаттағы ені 3 м болатын қабырғадағы кез-келген бөлімшесін алып тастау;
- жалпы көлемі 40 м^2 дейін болатын құрама немесе монолитті жабынның

зақымдануы

Ғимараттың прогресивті қиратуларға қарсы тұрақты жоба болу үшін ең қауіпті қирау схемаларын ғана есептеуге рұқсат етіледі:

- локальді қирауларға сыртқы қабырғалардың күйреуі, есік, лоджи мен балкон ойықтарының күйреуін жатқызады ;

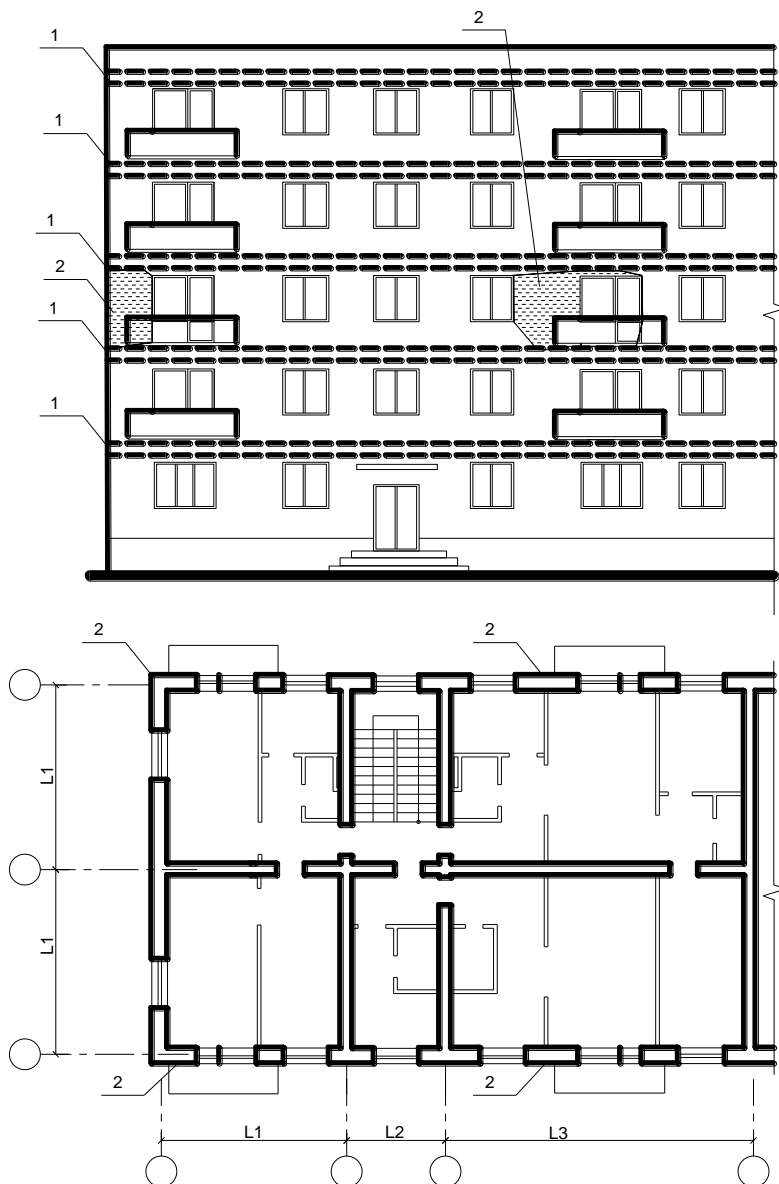
- локальді қирауларға ішкі қабырғалардың екі есіктің арасындағы аралық қабырғалардың үлкен аралық ойықтары бар құрама жабындар жатады.

2.4. Ғимараттардың прогресивті қиратуларға қарсы есептеулері қыстырманың есептік кедергісі, арматура және прокатты болаттан сонымен қатар бетонның қалыпты кедергісі негізінен [32, 6, 8]-інде берілген мағмұлаттарға сәйкес қалыптасады. Бетонның және темірбетонның есептік сипаттамаларын бетонды және темірбетонды құрылыстар үшін нормативті қарсылығын тұрақтылық коэффициентіне бөлу арқылы анықтайды да ЛІ1 табл. көрсетілген тұрақтылық коэффициентін қолдану арқылы көтереді. Сонымен қатар есептеу сипаттамаларын жұмыс жағдайларының коэффициентіне көбейту арқылы сонымен қатар арматура мен металдан жасалған элементтерді қолдана алу мүмкіндігі ғимаратты салғаннан кейінгі бірінші уақытта бетонның интенсивті өсу тұрақтылығын әсерінен апаттық әсерлер азайтады.

Кірпіш қалау мен бетон үшін жұмыс жағдайларының коэффициентін 2 табл. бойынша қабылдайды, ал арматураның кез-келген класстары үшін бір коэффициент

$\gamma_s = 1,1$ енгізіледі

Жұмыс жағдайының коэффициенті иілгіш болаттар үшін тең 1, 1 қабылданады.



а) қасбет; б) қабат жоспары

1 – арматураланған белдеулер,

2 – гипотетикалық локальды қиратулардың орналасу нұсқаулары .

Сурет Л.1. Кірпішті тұрғын үйдің көрінісі

Л.1 Кесте Бетонды және темірбетонды құрылыстар үшін тұрақтылық коэффициент

Материал	Ынтылы күй немесе материал сипаттамасы	Шартты белгілеу	Материалдың тұрақтылық коэффициенті
Бетон	Сығу	γ_b	1,15
	Созылуы	γ_{bt}	1,25

Л.2 Кесте Бетонды және темірбетонды құрылыстар үшін жұмыс шарттарының коэффициенті

Коэффициентті енгізу факторларының ережесі		Шартты белгілеу	Жұмыс жағдайының коэффициенті
1. Кірпішті қалау	Сығу	γ_c	п.п. 3.11-3.14 *
	Созылуы		п.п. 3.15-3.17 *
2. Бетонның конструкциясы		γ_{b1}	0,9
3. Бетон тұрақтылығының өсуі уақытпен шаққанда, бетонның В50 және одан да жоғары класстарынан, бетонның глиноземисті цементінен, алюминантты және алитовты портцементтерден басқа.		γ_{b2}	1,25
4. Элементтерді заводтық дайындау (бетонды және теөмірбетонды).		γ_{b3}	1,15

* қар. [31,32].

2.5. Ғимараттың прогресивті қирауларының тұрақтылық есебін анықтау үшін кеңістікті есептеу моделін қолдану ұсынылады.

Бұл модель қалыпты эксплуатациялық жағдайларда негізгі болып табылады, ал локальды әсерлер белсенді түрде салмақты қайта бөлуге қатысады. Ғимарат моделі [2.3](#) п. көрсетілгендей бүкіл локальды әсерлерді ескере отырып есептелуі тиіс.

2.6. Ғимараттың серпінді моделі локальді әсерлерге сай және элементтер жұмысының өзгеру сипаттамасын ескеруі қажет.

Серпінді есептеу арқылы жеке элементтерде алынған тырысу олардың есептеу қабілеттілігін салыстырулары керек. Ғимараттардың тұрақтылығы прогресивті қиратуларға қарсы қамсыздандырулары, егер кез-келген элемент үшін $F \leq S$, где F и S осы ережесі сақталса, $F \leq S$, где F и S сәйкес элементтегі тырысу серпінді есептен алынған, және оның негізгі есептік қабілеті п. [2.4](#). берілген нұсқауларға сәйкес.

2.7. Конструкциялық жүйенің пластикалық жұмысын шекті күйде есептеуін шекті тепе-тендік теориясының әдісі арқылы жүргізу ұсынылған. Бұл жағдайда локальді қираудың үстіндегі элементтердің мықтылығын ғана тексеруге рұқсат етеді және ғимараттың есептеулері кез келген таңдалған локальді қиратудың сызбасын таңдағанда келесі шараға апарылады:

- негізін жоғалтқан ғимарат элементтерінің прогресивті қиратуларының мүмкін болатын механизмдері (қирату механизмін тап қылу бүкіл қиратулардың байланыстары мен мүмкін болатын орынауыстыруларды табу бұл байланыстардың мықтылық бағыттары бойынша);

- әр таңдалған прогресивті қирау механизмдері үшін бүкіл байланыстардың иілгіш қираулары (S_i), анықталады теңәрекеттенетін ішкі күштер жеке механизм топтарына қосымша тіркелген ол дегеніміз жеке бұзылмаған элементтерге немесе олардың бөлшектеріне (G_i), және олардың іс әрекеттері бойынша орын ауыстырулар (u_i);

- ішкі күштердің жұмыстары анықталады (W) және ішкі жүктемелер (U) қарастырылып отырған механизмнің мүмкін болатын орын ауыстырулар

$$W = \sum S_i w_i; \quad U = \sum G_i u_i$$

және тепе-теңдік шарттары тексеріледі $W \geq U$. (1)

Егер кез келген байланыстың иілгіштігі қамтамасыз етілмесе оның жұмысы есепке алынбайды (байланыс жоқ деп есептелінеді). Егер ондай байланыстармен элементтер, морт бүлініп олардың саны тым үлкен болса, және оларды ресми түрде жоюлар ғимараттың прогресивті қиратуларына қарсылық күшін азайтатын болса, онда иілгіштікті қамтамасыз ету керек немесе ғимараттың басқа серпімді есептік моделін іске асырылады. (қар. п.п. 2.6 и 2.8).

2.8. Кірпіштен салынған ғимараттардың іргетастарының төменгі бөлігі 6 балдық сейсмикалық есепеулерге сай жасалған (грунттардың категориясына тәуелсіз), прогресивті қиратуларға қарсы тұрақтылыққа сүйенуге болмайды. Бұл ретте [10], сәйкес есептеулер үшін экстраполяцияның керекті коэффициенттерін қабылдау үшін. Осы есептеудің қорытындысы бойынша, түйіндер мен байланыстар [31, 6, 8]. сәйкес жобаланулары керек

2.9. Қабырғалар мықтылығын тексергенде қалауды армироваттау және бұл қалауда темірбетонды белдеулер бар жоқығын есепте алу арқылы жүргізеді

2.10. Қабырғалардың бөгеулерінің байланыстары, қабырғаларды жалғастыратын байланыстар бұл қабырғаларды төменгі этажға құлаудан сақтап қалу керек. Сондықтан есептелуі шарт нормативті салмақтың тен жартысына оның үстінгі еденнің орналасуын жабу

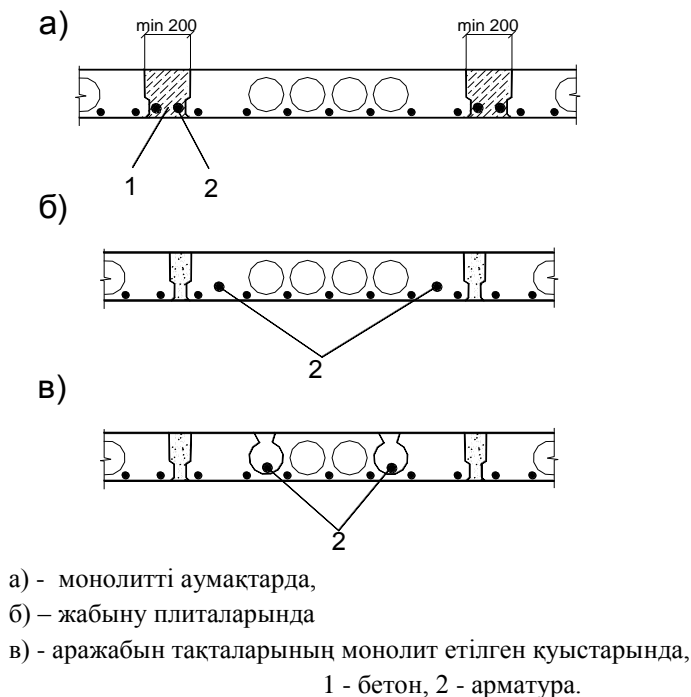
2.11. 5.18 [7] п. көрсетілген талаптарға сай алдын ала жобаланған жабындарда арнайы аймақтарды ескерту қажет, олардың өртке төзімді деңгейлері негізгі конструкцияларда ұсынылу керек (Сурет Л.2). Бұл аймақтардың құрамында арматуралары бар, сондықтан олар сақтап қалу қабілеттеріне ие, олар вертикалды негізгі конструкцияларды қосады және ғимараттың төтенше жағдай кезіндегі төзімділігін арта түседі. Арматуралардың саны мен орналасу жерлері белгілі бір есептеулермен есептеледі. Берілген арматура эксплуатациялық және монтажды салмақтарды есептегенде ескеріледі

Қалған аймақтардың барлығы п.п. 5, 18 [7] берілген талаптарға сай этаж аралық жобаларды жабдықтағанда қолданылуы мүмкін соның ішінде шатыр мен жертөлені жабдықтағанда.

Жабдықтау үшін құрамында арматурасы жоқ құрама тақталарды қолданған жағдайда арнайы монолитті аймақтарды орнату немесе альтернативті шараларды қолдану қажет.

Л.3 Конструктивті талаптар

3.1. Прогресивті қиратулардан тұрғын ғимараттарды негізгі сақтау тәсілі – ғимараттың байланыстылық қасиетін ұлғауту: жабындарды кесілмейтіндіктің жасауы, жабындардың қабырғалармен байланыстарының иілгіштік қасиеттерін жоғарлату, үздісіз арматураланған белдіктер арқылы қабырғалардың байланыс қасиеттерін ұлғайту(қар. сурет 3 және 4), жұмысқа кеңістік жүйесінің негізгі элементтерін тарту.

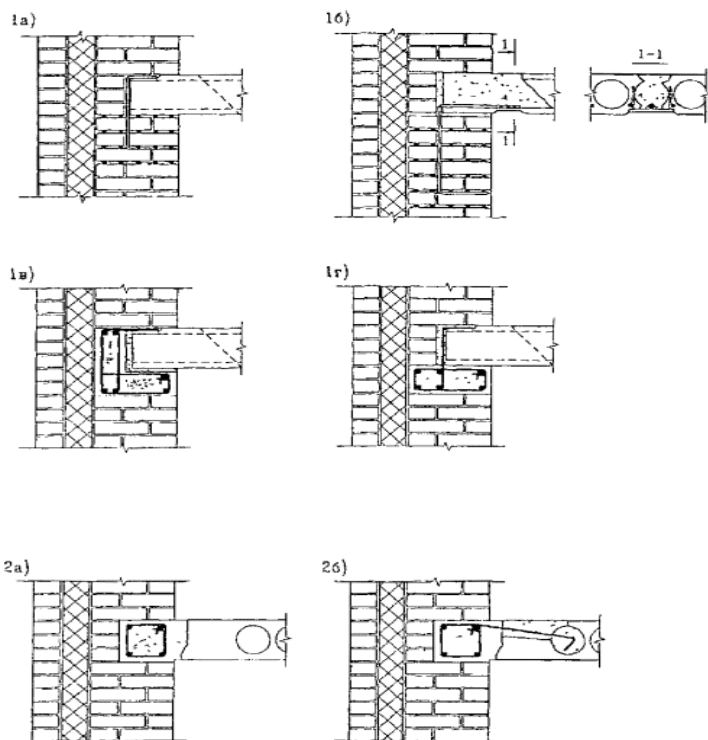


Сурет Л.2. Қосымша арматураны үлкейтілген қорғаныс қабатымен қалау варианттары

3.2. Құрама элементтердің арасындағы байланыс қалыпты эксплуатациялық немесе монтаждық салмақтар немесе конструктивті түсінік бойынша орнатылатын есептеулер апатты локальды қиратуларды ескере отырып жобалау керек. Ғимаратты прогресивті қиратулардан сақтау мәселесін эффективті шешу үшін қалыпты эксплуатациялық және монтажды жағдайларда жобалаудың бүкіл міндеттерін ескере отырып горизонтальды көлбеу ұзына бойына және көлденең байланыстардың барлығының жабыну дискілерінің керекті мықтылығын созу мен орын ауыстыру кезінде қамтамасыз етілуі керек.

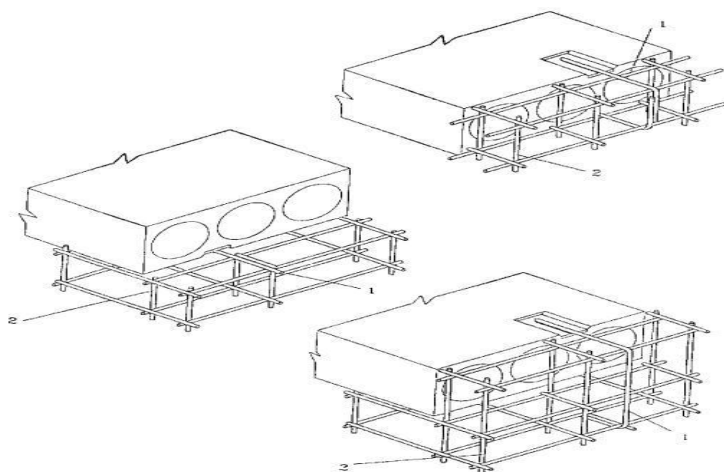
3.3. Байланыстардың эффективті жұмысы прогресивті қиратуларға қарсы тұрушы олардың иілгіштіктерін шарықтау шегіне жеткізгенде қажет етіледі, байланыс негізгі қасиетінен таусылғаннан кейін жұмысын тоқтатпай қиратуларсыз неғұрлым үлкен тізбекті деформацияларды жібере алатындай күйде болды. байланыс

Құрама элементтердің қосылу иілгіштігін қамтамасыз ету үшін олардың құрамында конструктивті жауаптары арнайы пластикалық элементтер болуы тиіс, олар тиісінше пластикалық тақташадан немесе арматуралы болаттан жасалынуы шарт.



1а, б, в, г – негізгі қабырғаларда,
2 а, б - негізгі қабырғаларда,
1 а, б - армокірпішті белдеулер,
1 а, г, 2 а, б - темірбетонды белдеулер.

Сурет Л.3. Арматураланған белдеулердің мен жабдықтау плиталарының анкерокаларының құрылғыларының нұсқаулары.



1 - анкер, 2 – темірбетонды каркасты белдік.

Сурет Л.4. Панелді жабындардың анкерокалау нұсқаулары

Созылған желілік байланыс құрама элементтерінің арасындағы негізінендәйекті түрде бірлескен элементтер тізбекін келтіреді: кепілдік құралдың анкері, кепілдік құрал, байланыстың өзі, екінші элементтің кепілдік құралы мен оның анкері. Осы тізбектің және оның біріктірулері, бүкіл жеке элементтердің қарсыласу өзгерістілігі бүкіл түйіскен

жерінің шекті күйі ең әлсіз топпен анықталады. Тиісінше бүкіл біріктірудің нақтыиілгіштігі қандай элемент ең әлсіз болатынына тәуелді:

- егер анкерленген қосылған бөлшегі бар бетонды немесе кірпішті құрылысты тесетін болса, онда қирау аздаған сипатқа ие болады және аздаған желілік деформацияларға ұшырайды да олар жүйенің жұмысының тоқтатылуына әкеледі (Сурет Л.5а);

- егер сваркіленген құрылыстарының бірі қираса, онда қандай сапалы сварка болса да иілгіштік өз көрінісін табады да, кішіжілілік дефрмацияның ең әлсіз бөлімі күйзеліске ұшырайды, сондықтан желінің жұмысы тоқтатылады. (Сурет Л.5б);

- тек қана сол жағдайда егер біріктірудің ең әлсіз бөлігі металдық байланыс болса, онда бүкіл біріктірулер өздерінің максималды иілгіштік қасиеттерін айқындайды, (Сурет Л.5в).

Құрама элементтердің қосындысы каркасты ғимараттардың прогресивті қирауына қарсы жобалануы мықтылығы бірдей емес жоба арқылы жобалануы тиіс, ол жағдайда байланыстың ең үлкен иілгіштік деформациясын қамтамасыз ететін элементтің шекті күйі неғұрлым мықты болуы қажет.

Бұл шартты орындау үшін ең иілгіштік қасиетінен басқа байланыстың барлық элементтерін есептеу ұсынылады, 1,5 есе күшейту үшін элементтің негізгі иілгіштік қасиетін арттыратын, мысалы бөлшектің кепілдеме анкері және дәнекерленген қосындыларды ұсыну.

Осы жағдайда байланыстың негізгі қасиетін осы формула[9] арқылы

$$N = A_n R_y \gamma_c$$

егер $\gamma_c = 1$. иілгіш элементтердің жобалық шешімдерге сай іс жүзінде дәл орындалуын ерекше қадағалау керек – олардын неғұрлым мықтырақ элементтерге ауыстыруға жол беруге болмайды.

3.4. Ғимараттың прогресивті қирауына қарсы кедергінің эффективтілігін көтеру үшін байланыстардың шекті күйіндегі иілгіш жұмысын сонымен қатар басқа да конструктивті элементтердің жұмыстарының иілгіштік қасиеттерінің артуын қажет етеді. Ол үшін:

- тесік үстіндегі тұйықтағыштар жылжыту байланыстары ретінде жұмыс істейтіндердің жобасын жасағанда негізінен олардың көлденең күштің әсерінен емес иілген кезде қирайтінгін ескеру керек;

- ғимарат каркасының негізгі конструкциясының жоспарын құрғанда иілгіш шарнирлер каркастың колонналарында емес регельдерде орналасуы керек;

- шпонкалық біріктірулердің жоспарын құрғанда негізінен жеке шпонкалардың беріктілігі кесіккен буаттарында жаншылуға қарағанда 1,5 есе көбірек болу керек.

3.5. Қималардың байланыстары дисктердің жабындыда (көрсетілгендей в п. 3.2 түрлер) есептеуге бойынша эксплуатациялық монтажды немесе осында қарастырылған апаттық әсерлер, бірақ келесі иілгіштік қасиетін қабылдау тиісті мөлшерлерден аз болмауы шарт және анықталуы керек:

- ғимараттың жоспарындағы қабырғалардың енінде орналасқан горизонтальды байланыстар үшін -- 15 кН (1,5 тс) ғимараттың ені 1 м ;

- горизонтальды байланыстар үшін ғимарат жоспарындағы, сонымен қатар ғимараттардағы компактті жоспарлардағы горизонтальды байланыстардың - 10 кН (1,0 тс) на 1 м ғимарат ұзындығының;

Байланыстар арасындағы арақашықтықты 3,6 м аспайтындай етіп белгілеу керек.

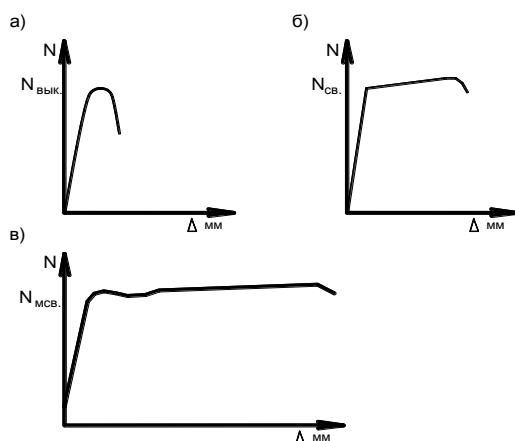
3.6. Кірпіштен жасалған ғимараттарда негізінен монолитті жабдықтарды қолдану керек, әсіресе үлкен аудандары бар бөлмелері болса (40 м² артық).

3.7. Тұрғын ғимараттардың таспа іргетастарында, қадалық іргетастарда немесе тұтас монолитті темірбетонды тақталарда салынуы керек. Рандбалкадағы қабырғаларға арқа сүйенген бағаналы іргетастарды қолданылуға ұсынылмайды.

3.8. Құрама таспа іргетастар болу керек және өзекше тәріздес үздіксіз армированиені қажет етеді, де іргетас жастықтарының және бірінші іргетас блогының және соңғы блоктың және кірпішті қабырғаның горизонтальды ерітінді тегістер арасына салынады.

Өзекшенің диаметр мен саны арнайы есеппен анықталады да, ал тегістің қалыңдығы 2 см өзекшенің диаметрінен үлкен болу керек. Цемент-песчанды ерітіндінің таңбасы мықылғық шегінің күйі сығу кезінде 150 кем болмауы керек.

3.9. Қадалы ростверктер ғимарат астындағы біріңғай жүйені қалыптастырулары қажет. Оқшауланған ростверктерді жеке қда бұталарының астында қолданылуға ұсынылмайды.



- а) – бетонды анкеровка аймағында тесу;
- б) – дәнекерлеу қосындыларының қиратылуы;
- в) – табактық немесе өзек қосындысының қиратылуы

Сурет Л.5. Созылған желілік байланысының жекелеген элементтерінің қирауының деформациялау диаграммасы

3.10. Кірпішті ішкі негізгі қабырғалардың жуандығы 38см кем болмауы керек, сыртқы қабырғалардың ішкі негізгі қабатының жуандығы 38 см кем болмауы керек, негізгі қабырғалардың ішкі қабаты 25 см аз болмауы керек.

3.11. Әр қабаттың ішкі қабырғалары сонымен қатар сыртқы қабырғалардың ішкі қабаты салт тесік үстіндегі тұйықтағыштар мен төменгі жақтағы бөгеу

арасындағимараттың бүкіл периметрі бойынша арматураланған белдеу болуы керек. Арматуралаудың интенсивтілігі есептеу арқылы анықталуы тиіс.

3.12. Егер төменгі жабын әр немесе кейбір қабаттардың үстінгі тесік үстіндегі тұйықтағыштармен сәйкес келіп сонын әсерінен арматураланған белдеуді ортатуға мүмкіндік болмаса, сыртқы және ішкі қабырғалардың бүкіл контуры бойынша тұйықтағыштарды монолитті және біртұтас жасау керек ол дегеніміз темірбетонды белдеуді ұйымдастыру.

3.13. Жамылғы және бөгеу, құрама және монолитті қабырғалармен есептелген байланыстар бойынша мықты байланысуы керек, ал құрама плиталар бір-бірімен қатаң диск жасай отырып байланысуы керек.

Егер тақта құрама конструкциялардан жасалса онда, екі еселенген арматурамен және арматураға қосымша жалғанған бөлшекті ескере отырып жобалау қажет. Тақтадағы жалғанған болат байланыстар арқылы қабырғалар және арматураланған белдеулербір-бірімен байланысуы керек.

Монолитті плиталарда арматура шығулары болуы шарт олар арқылы темірбетонды жамылғылар және арматураланған белдеулері бар жамылғылар қосылады.

3.14. Аналогиялық құру конструкциясы баспалдақ марштары мен алаңдары иемденулері тиіс.

3.15. Жалғастыратын құрама элементтерді бір-бірімен және қабырғалардың арматураланған белдеулермен байланыстыратын байланыстар иілгіш болаттан жасалынуы тиіс. Ішкі негізгі қабырғалардың ішінен өтетін плиталар арасындағы байланыс олардың арасында қуыстар болмауы тиіс.

3.16. Негізінен далдаларды каркасты немесе біртұтас құрама элементтермен-темірбетон немесе жапырақ тәріздес гипсолиталды материалдардан жобалау жақсырақ. Аудандық массасы 500 кг/м^3 асатын жеке материалдардан далдаларды жасау ұсынылмайды.

3.17. Далдалардың бүркінуі мен байланыс жабындармен берік байланысуы керек, олар горизонтальды орын ауыстыруларына мүлдем дол берілмеуі тиіс, бірақ вертикальді орын ауыстыруларына мүмкін. Сонымен қатар далдаларды жоғары тұрған бөгеуге жалғастыру кезінде төменде жатқан бөгеу құлайтын жағдайда ол орнынан қозғалмай тұратындай ғып жалғастыру керек. Бұл әсіресе егер бөлме адам тұрмайтын бірінші қабаттарда орналасса.

Далдаларды көрші далдалармен, қабырғалармен, металлды байланыстармен байланыстыру негізінен вертикальды түрде ұсынылады.

ҚОСЫМША М

(ақпараттық)

МЫСАЛ М.1

9-ҚАБАТТЫ ТҰРҒЫН ҮЙДІҢ ҮДЕМЕЛІ ҚИРАУҒА ҚАРСЫ ТӨЗІМДІЛІГІН ЕСЕПТЕУ

М.1 Жалпы ережелер

М.1.1 Қирау салдары бойынша ғимарат топтары

А.1 кестесіне сай (Қосымша А) қарастырылып отырған ғимараат қирау салдары бойынша 2б тобына (жоғары қатер тобы) жатады.

Қарастырылып отырған ғимаратқа арналған кеңес берілетін іс-шара (қирау салдарын шектеу стратегиясы) келесілерден тұрады:

(а) тиімді горизонталды байланыстарды орнату немесе қабырғалардағы жабындардың тиімді анкеровкасының құрылғысы (каркас көкшолақтарында);

(б) өзіндік күш түсіретін конструкцияларға арналған горизонталды байланыстар құрылысы (барлық тіреу бағаналары мен қабырғаларындағы вертикалды байланыстарды орнатумен бірге);

(в) ғимараттың конструктивті жүйесі жалпы тұрақтылықты сақтап, жергілікті зақымдану деңгейі бағананы тіреп тұратын әрбір тіреу бағаналары немесе арқалықтың шартты жойылуы кезіндегі белгілі бір шектен аспайтын жағдайды тексеру.

(а) және (б) пунктерінде келтірілген стратегия элементтері көлденең тіреулер көкшолағындағы жабындар плитасының тіреу аймағында кеспейтін конструктивті жүйе мен байланыстық арқаулық элементтердің орнауын түзетін бағаналар мен каркас көкшолақтардың жүйелі орналасуымен тіреу-байланыстық каркастың конструктивті жүйесін қолданудың алдын алатын жобалы шешімдер деңгейінде орындалады.

Сонымен, қарастырылып отырған ғимарат үшін конструктивті атлдаудың объекті жергілікті қирау деңгейін шектеуді қамтамасыз ететін (ғимараттың жалпы тұрақтылығын сақтау) есептің беріктілік нәтижесі бойынша ғимарат конструкциясының есептік жағдайын сандық бағалауды ескеретін стратегия элементтері (в) болып табылады.

ЕСКЕРТУ ҚР ҚН EN1991-1-7 бойынша жергілікті қирау масштабтарын шектеудің жалпы қағидалары мен стратегияларына сәйкес (қирау салдары бойынша ғимараат тобы) сәйкестендірілмеген әсерлерден туындаған қатерлерге талдау жүргізу қажеттілігі объектінің жауапкершілік категориясына байланысты нақты объектіні жобалауға техникалық тапсырмада анықталуы тиіс.

М.1.2 Конструкциялардың жергілікті қирауынан туындаған есептік жағдайдың сценарийі

9-қабатты тұрғын үйдің үдемелі қирауға қарсы төзімділігін есептеу ВК «ЛИРА» тұрақты (өзіндік салмақ) және ұзақ уақыттық жүктемелерді пайдаланумен орындалған. Тұрақты және ұзақ уақытты жүктемелер ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 сәйкес (Қосымша А) бірге тең жүктемелердің үйлесу коэффициенттері және жүктемелерге сенімділік коэффициенттерімен қабылданған.

Материалдардың есептік беріктік және деформациялық сипаттамалары ҚР ҚН ЕН 1991-1-1:2002/2011 және НТП-02-01-2011 сәйкес олардың нормативті белгілеріне тең қабылданған.

Есептеу мақсаты – көмек жұмыстары мен адамдарды ғимараттан алып шығуды жүргізуге қажетті уақыт интервалын қамтамасыз ететін ықтимал жергілікті қирау кезіндегі ғимараттың жалпы тұрақтылығын қамтамасыз ету.

М.1.3 Жергілікті қираудың есептік схемалары

Ғимараттың жергілікті (гипотетикалық) қирауының нұсқасы ретінде бір деңгейдегі (ғимарат қабатының кез келгені) конструктивті элементтердің біреуінің жергілікті қирау схемасы қарастырылады (каркастың қабырғаның жанасатын участкелерімен бұрыштық немесе аралық бағаналары).

Келтірілген есеп мысалында жергілікті қираудың екі жағдайы қарастырылған:

- қабырғаның жанасатын участкесімен екінші қабат деңгейіндегі бұрыштық бағананың шартты жойылуы, Сурет М.3;

- қабырғаның жанасатын участкесімен екінші қабат деңгейіндегі аралық бағананың шартты жойылуы, Сурет М.4;

М.1.4.Шекті жағдайды бағалау критерийлері

Жергілікті қирау салдарын шектеу бойынша ғимараттарды тексеру (үдемелі қираудың алдын алу) геометриялық сызықсыздық есебіне жатады, ол кезде күш түсетін конструкцияның қызу жағдайы ғимараттың өзгеруші есептік схемасын тізбекті қарастыру жолымен анықталуы мүмкін (әсердің кезеңдік қалыптасуы орындалады).

Сонымен, ғимаратты жергілікті қирауға есептеу басқа кезеңдерде алдыңғы кезеңнің есептік жағдайы есептің тізбекті кезеңі түрінде итерациялық үрдісті ұсынады (мысалы, есептік схемадан каркасты толтыру участкесін шектейтін және т.б. күш түсетін конструкциялар элементтеріндегі пластикалық топсалар). Ол үшін бағаналар мен көкшолақтарды талап етілетін есептік арматуралау мен кірпіш қалаулар участкесінің жағдайын қоса алғандағы қирау аймағына жанасатын конструкцияның қызу жағдайын бағалау қажет.

Таңдалған элементтің қирауынан кейінгі жүктемені қабылдайтын сақталған конструктивті элементтердің шекті жағдайын бағалау критерийін қирау аймағына жанасатын көкшолақтардың вертикалды деформациясын шектеу деп қабылданған, $\Delta = \frac{1}{100}L$, онда L —көкшолақтың бойлай немесе көлденең бағытта ұшуы (бағананың қирауының нәтижесінде пайда болған консолдық элемент).

М.1.5 Есептеу кезеңдері

Ғимараттың итерациялық есебі келесі кезеңдерден тұрады:

- бірге тең үйлесу коэффициенттерімен қабылданған тұрақты және ұзақ жүктемелердің қызмет етуінде ғимараттың орын ауыстыруын (бастапқы жағдайынан) анықтау мақсатында бастапқы ғимаратты есептеу;

-Есеп кезеңі – конструктивті элементті жоюдан кейінгі есептік схеманың өзгеруінің нәтижесінде (қабырғаның жанасатын учаскесінің бағаналары) каркастың конструктивті элементтерінің (көкшолақтар және бағаналар, кірпіш қалаулар) күшін және орын ауыстыруын анықтау;

- 2 есеп кезеңі (және келесі кезеңдер);

(а) көкшолақтардың қимасына пластикалық топсаларды енгізу жолымен ғимараттың есептік схемасының өзгеруі, онда талап етілетін арматуралау (алдыңғы кезеңді есептеу бойынша) жобалық белгіден асады;

(б) есептік схемадан бағаналардың шеттетілуі (жойылуы), онда талап етілетін арматуралау жобалық белгіден асады;

(в) есептік белгі басым болатын қысымды созатын есептік схемасыдан кірпіш қалау учаскесін алу;

- шектік жағдай критериймен қабылданған қызу жағдайды бағалау.

М.2 Есеп материалдары

М.2.1 Бастапқы мәліметтер

Есептік талдау объекті:тұрғын үй секциясы, типтік жоба «Жүйеленген тоғыз қабатты блок-секциялық 1 ТИПті тұрғын үй, ІВ, ІІВ, ІІІВ, ІІА арналған индустриальді тұрғын үй құралыс жүйесі» атты сәйкес тұрғын үй есептік секция жасалды (ҚР ТҚ 9 УБС ЖД Т1-2.1-2012) бойынша.

Ғимараттың конструктивті сызбасы – рамды-байланысқан каркас.

Диафрагмалар – монолитті темір бетон, қалыңдығы 200 мм болатын, В25 класына тиесілі ауыр бетондар.

Бағана – біріккен темір бетондар, қалыңдығы 400х400 мм.

Көлденең тосқауылдар – біріккен монолиттер: біріккен темір бетонды қайық тектес, төбесі ашық көлденең тосқауылды панелдер.

Жабындар мен қаптамалар – біріккен темірбетондар, қалыңдығы 220 мм.

Фундамент – монолитті темір бетондар, біріккен ленталық, 1500×600 (h), 1200×600 (h) қиылысулар, В20 ауыр бетоннан құралған.

Еденасты техникалық қабырғалар мен техникалық қабаттар – монолитті темір бетондар, қалыңдығы 200 мм В25 кластағы ауыр бетондар.

Баспалдақ – біріккен темір бетонды баспалдақтар.

Ішкі және сыртқы қабаттар — кірпішті, қарапайым қызғылт түсті М75 кірпіші. Қалыңдығы 250 мм, М50 ерітіндісіндегі құм мен цемент араласқан қосынды.

Аралық — М75 қарапайым қызғылт кірпіш, қалыңдығы 125 мм, М50 ерітіндісіндегі құм мен цемент араласқан және де гипстік қаптамалармен (қалыңдығы 100 мм) қапталған.

Төбесі – ағаштан жасалған шатыр.

Жабынды шатырлар – толқын тектес жапырақтар, асбестоцементті.

Осы есеп ВК «ЛИРА» көмегімен іске асырылды. Үнемі және ұзақ мерзімді қысым көрсету барысында жасалған. Үнемі әрі ұзақ мерзімді қысым РҚ ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 (А Қосымшасы) тиісті жасалған. Есепте қысым коэффициенттері мен тиісті

бірлікке сәйкес қауіпсіз шаралары бойынша жасалған коэффициенттері толығымен ескерілген.

Есептік тығыздылығы мен деформационды мінездемелік құжаттар РҚ ҚН EN 1992-1-1:2004 и НТП-02-01-2011 тиісті талаптарына сәйкес жасалды.

Құрама темір бетонның салмағы жобаға сәйкес қабылданды.

М.2.2 Бастапқы ғимаратты есептеу

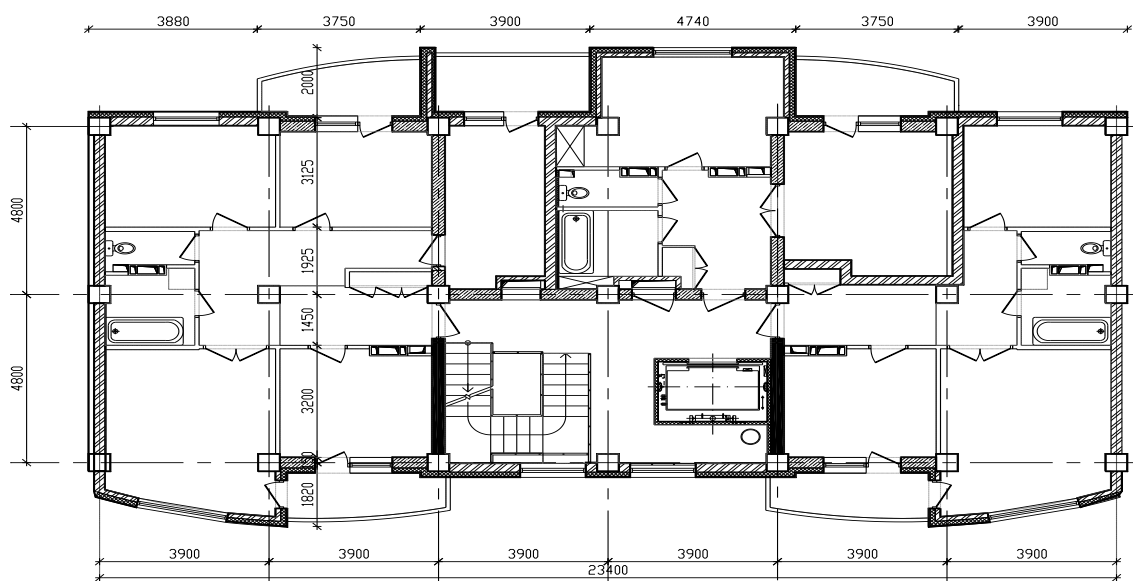
Есептеу мақсаты—бірге тең үйлесу коэффициенттерімен қабылданған тұрақты және ұзақ жүктемелердің қызмет етуінде ғимараттың орын ауыстыруын (бастапқы жағдайынан) анықтау мақсатында бастапқы ғимаратты есептеу.

М.3 Суретте негізгі осьтер көрсетілген бастапқы ғимараттың есептік сызбасы берілген.

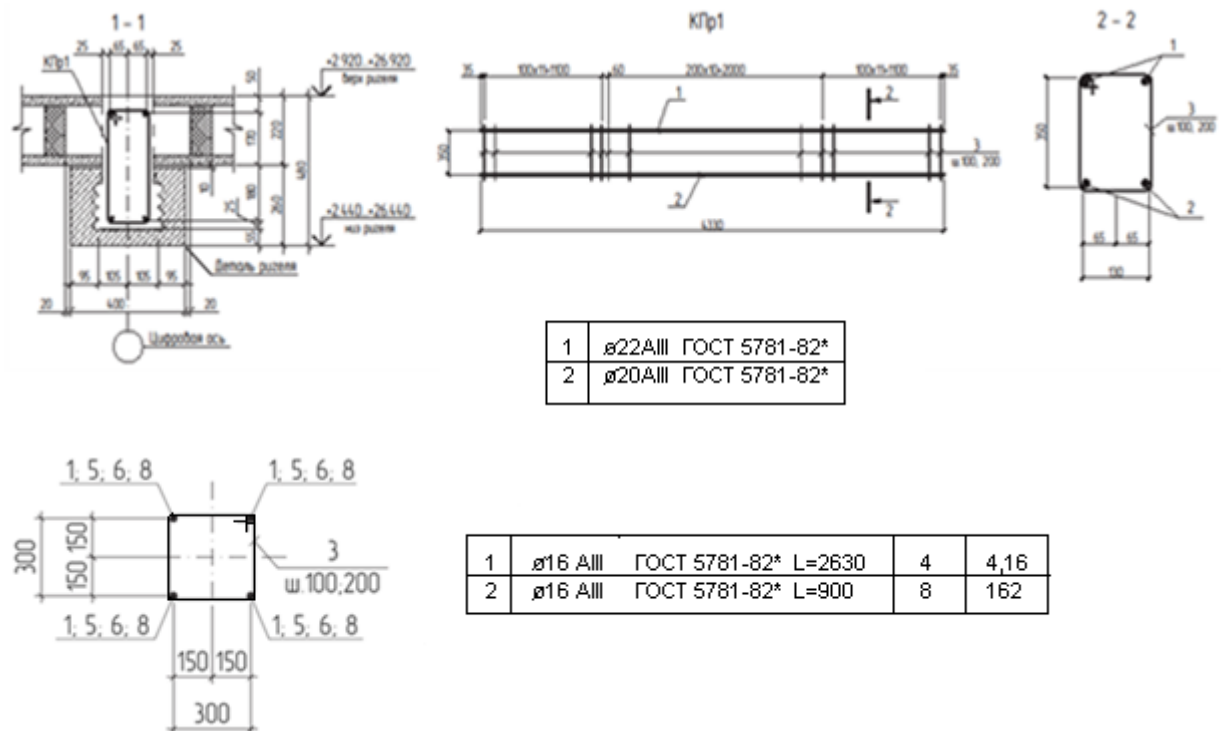
Қарастырылып отырған есептік үлгіде негіз абсолютті түрде қатты болып қабылданған (иілгіштік міндеті бойынша, негіз ескерілмейді).

«Жалпы торапты жүктемелер» есептік құжатында таңдалған X, Y, Z осьтері бағытында әрекет ететін жалпы тұрақты (1) және уақытша (2) жүктемелерді сипаттайтын мәліметтер берілген.

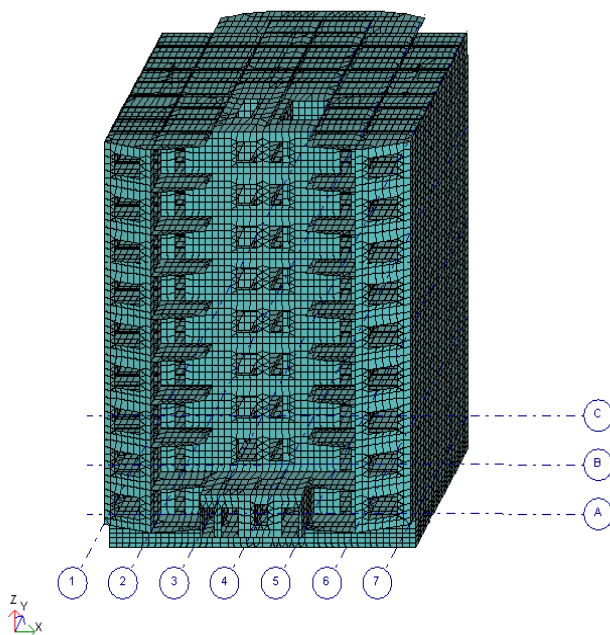
М.4, М.5 және М.6 суреттерінде әрекет етуші жүктемелерден X, Y, Z (мм) осі бойынша нақыш түрінде орын ауыстыруын есептеудің нәтижелері келтірілген, (т).



Сурет М.1 Типтік қабаттың жоспары



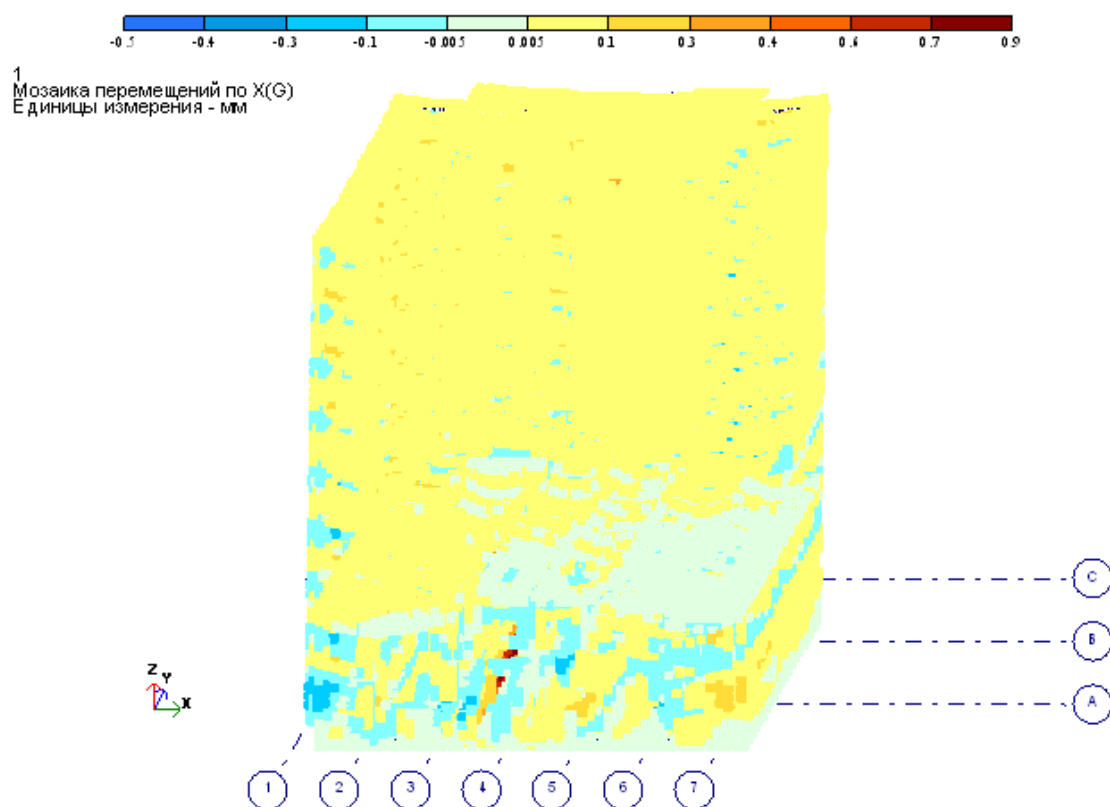
Сурет М.2 Көлденең тосқауылды және жоба бойынша бағаналарды арматуралау



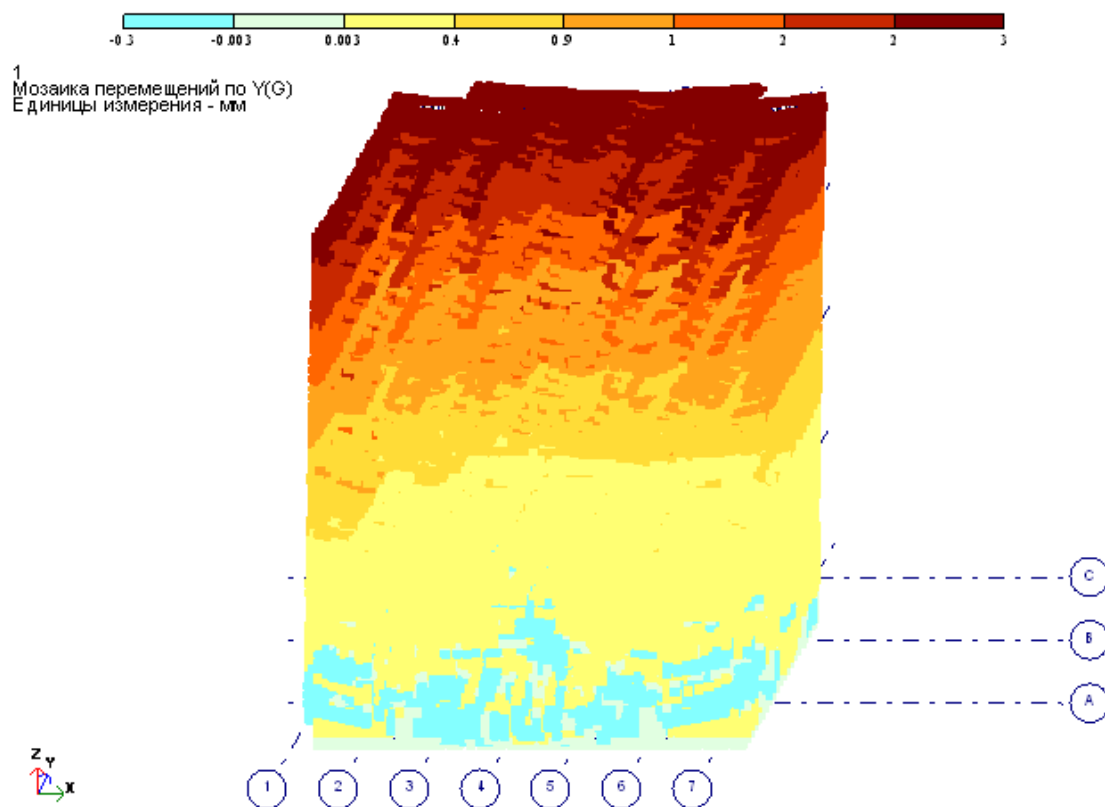
М.3 Ғимараттың есептік сызбасы

Негізгі жүйеге түсетін басты жиынтық қысым

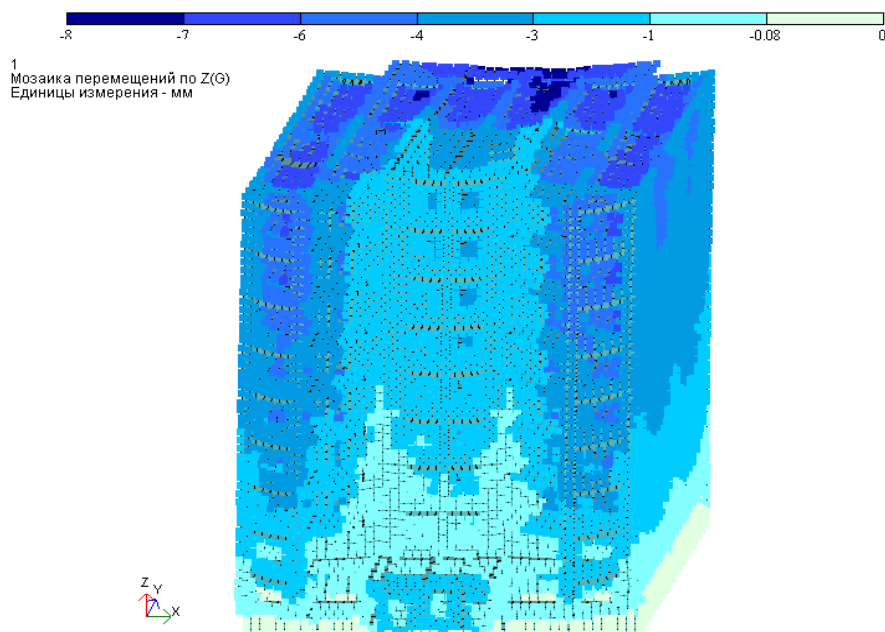
X	Y	Z	UX	UY	UZ
1-	-1.776-5	-1.705-5	3.446+3	7.033-3	4.308-2
2-	0.0	0.0	1.080+2	9.817-3	6.272-3



СуретМ.4 – X бойынша ауысу



СуретМ.5 – Y бойынша ауысу



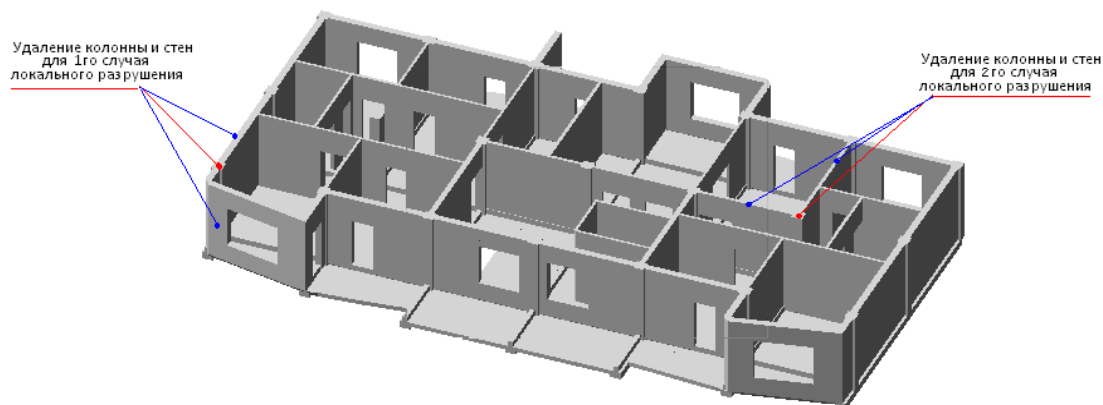
СуретМ.6 – Z бойынша ауысу

Есептік нәтижелерге сүйене отырып 1-ші кезекте конструктуралық жүйелердің ауысуы көрсетті:

- X осі бойынша, $(-0,3)+0,7$ мм;
- Y осі бойынша, $(-0,3) +3,0$ мм (X осіне симметриалы емес бағыттар байқалады);
- Z осьтік бағыты бойынша, $.0 \quad (-7,0)$ мм. тең

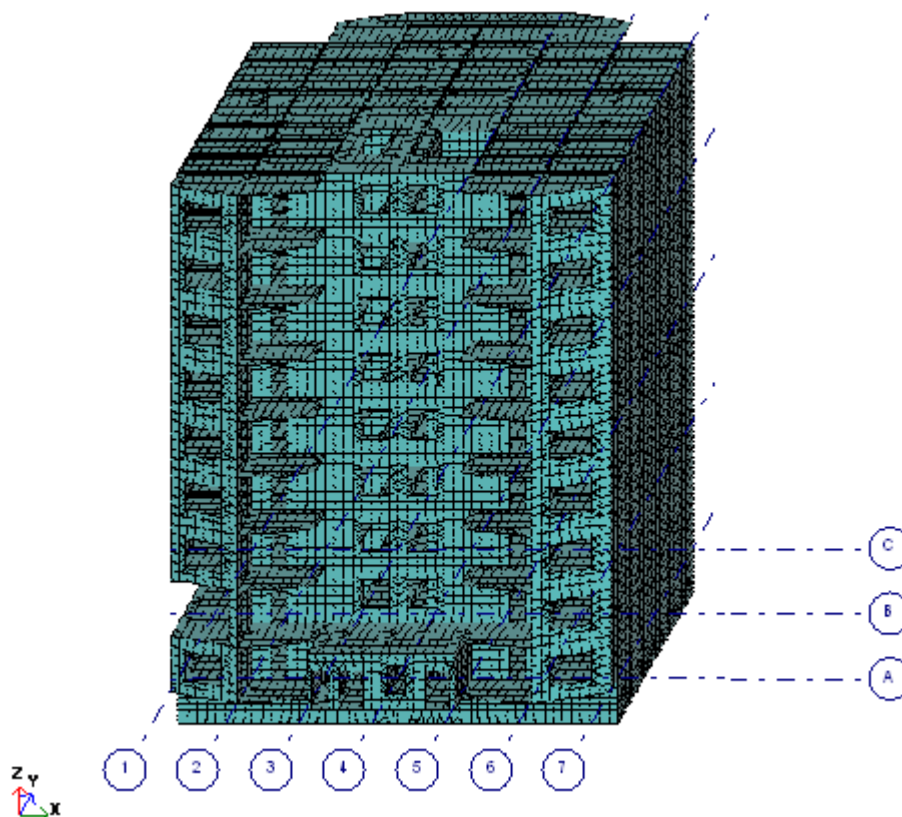
М.2.3.Локальді қиратулардың есептік сызбасы

Локальді (гипотетикалық) қиратулардың есептік нұсқаларында ғимараттың секция блоктарында 2-ші қабаттан екі сызба нүктелері іріктеліп алынады: бұрыштық бағананың бұзылуы (1 сәтте) және шеткі бағана (2-ші сәтте), осы сәтте қабырғалардың белгілі аймақтарында ғана жасалады (4,8 м жуық аймақтар) М.7Суретте көрсетілген.



Сурет М.7 – 2-ші қабаттағы секция блоктарының сызбасы

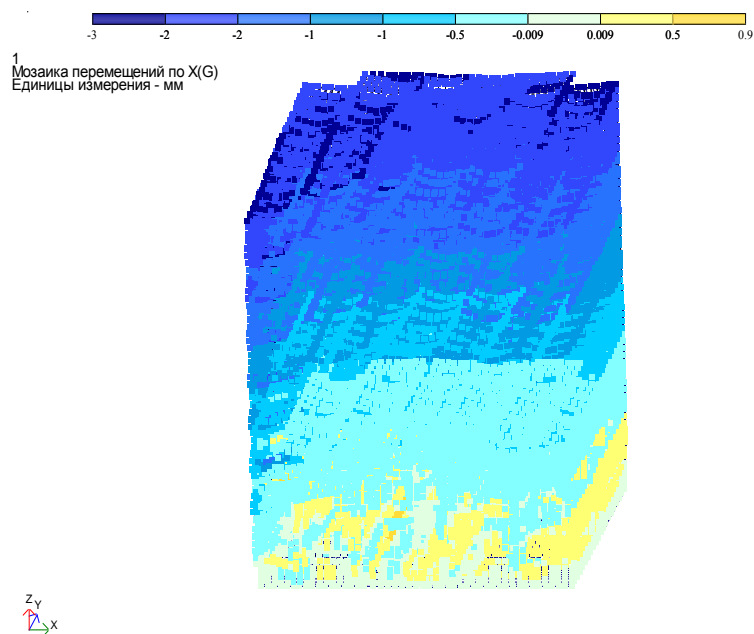
М.2.4 Локальді қираудың 1-ші жағдайына арналған ғимарат есебі
М.2.4.1 кезең 1



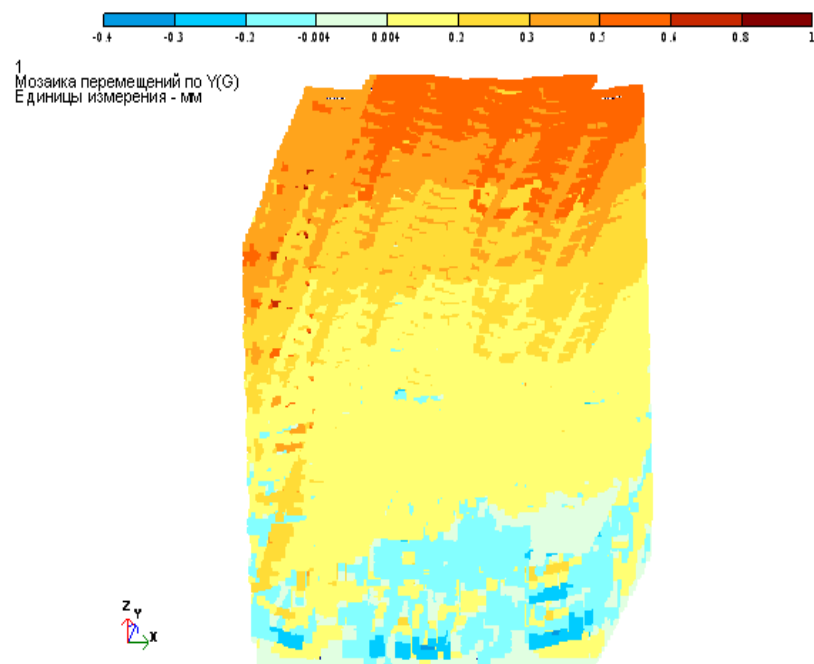
Сурет М.9 –

Жергілікті бұзылудың 1-ші кезеңіндегі ғимараттың есептік сызбасы

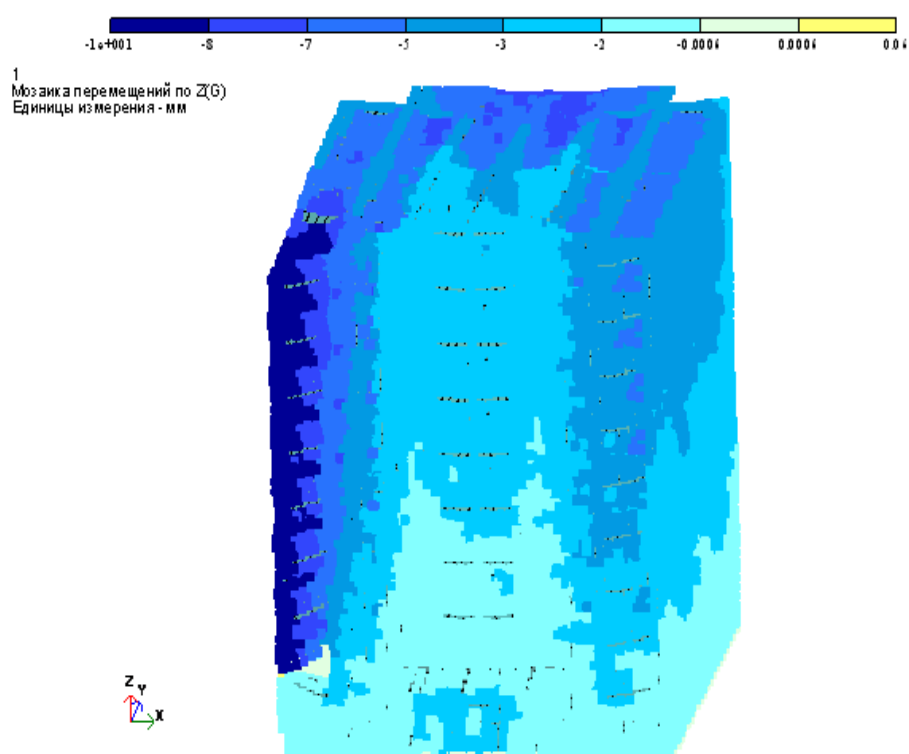
1 кезеңдегі есептік нәтиже



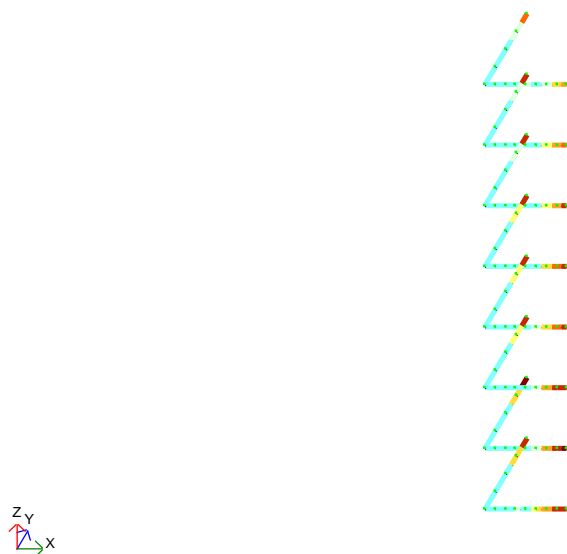
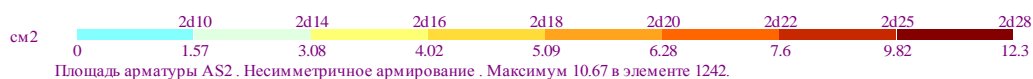
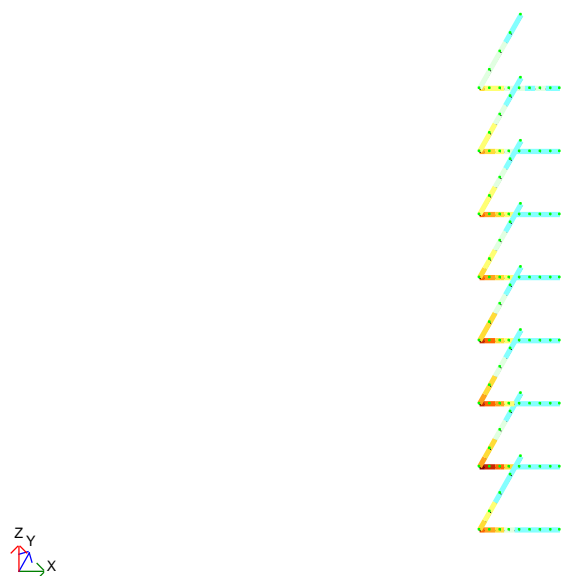
Сурет М.10 – X ауысуы



Сурет М.11 – Y ауысуы



Сурет М.12 – Z ауысуы



Сурет М.13 - Астыңғы (AS1) және үстіңгі (AS2) арматуралардың есептік аумағы

М.1 кесте – Талап етілген арматуралық көлденең тосқауыл

AS1

Э	Б	шеткі		ЖАРЫЛҒАН	
Л	А	шеткі арматура		ЖЕРДІҢ	
Е	Й	см2)	ASW1 (см2)	ЕНІ	
М	Л	(мм)			
Е	А	ШЕТКІ БАЙЛАНЫС		ПРИ ШАГЕ (см)М	
Н	Н				
Т	ЫС	AU1 4	AS1	AS2	AS3
			AS4	%	15
					20
					30
					ҚЫСҚАҰЗЫН

ҚР НТҚ 01.01-7.1-2013

О РСУ НЕГІЗГІ СЫЗБА												
СТЕРЖЕНЬ												
ТАВР ПОЛ.0 Н= 48.0 В1= 40.0 Н1= 26.0 (см)												
БЕТОН: В: АЛДЫҒЫ А-III ; ШЕТКІ А-I												
1235	1 Н	9.88	0.02	0.02	0.02	0.69	0.25	0.34	0.5036	0.30	0.30	
		7.87	0.02	0.02	0.02	0.55						
	2 Н	8.19			0.57	0.26	0.34	0.5236	0.30	0.30		
		5.96		0.41								
1236	1 Н	8.26			0.57	0.32	0.42	0.6351	0.30	0.30		
		5.96		0.41								
	2 Н	6.45	0.01	0.01	0.01	0.45	0.32	0.43	0.6451	0.30	0.30	
		4.29	0.01	0.01	0.01	0.30						
15272	1 Н	8.40			0.59	0.26	0.35	0.5243	0.30	0.30		
		6.17		0.43								
	2 Н	6.96		0.49	0.27	0.36	0.5343	0.30	0.30			
		4.74		0.33								
15273	1 Н	7.61			0.53	0.28	0.37	0.5649	0.30	0.30		
		5.46		0.38								
	2 Н	6.32		0.44	0.28	0.38	0.5649	0.30	0.30			
		4.31		0.30								
15274	1 Н	6.96			0.49	0.29	0.39	0.5854	0.30	0.30		
		4.81		0.34								
	2 Н	5.82		0.41	0.29	0.39	0.5954	0.30	0.30			
		4.02		0.28								
15275	1 Н	6.46			0.45	0.30	0.40	0.6057	0.30	0.30		
		4.38		0.31								
	2 Н	5.46		0.38	0.30	0.40	0.6157	0.30	0.30			
		3.52		0.25								
15278	1 Н	6.96			0.49	0.31	0.41	0.6153	0.30	0.30		
		4.81		0.34								
	2 Н	5.38		0.38	0.31	0.42	0.6253	0.30	0.30			
		3.52		0.25								
15279	1 Н	6.39			0.45	0.31	0.42	0.6257	0.30	0.30		
		4.31		0.30								
	2 Н	5.03		0.35	0.32	0.42	0.6357	0.30	0.30			
		3.23		0.23								
40582	1 Н	7.18	0.97	0.97	0.97	0.70	0.13	0.18	0.2621	0.30	0.30	
		5.60	0.97	0.97	0.97	0.59						
	2 Н	5.73	0.00	0.00	0.00	0.40	0.14	0.18	0.2821	0.30	0.30	
		4.59	0.00	0.00	0.00	0.32						

AS2

Э	Б		ШЕТКІ		
Л	А	ШЕТКІ АРМАТУРА		ЖАРЫЛҒАН	
Е	Й	см2)	ASW1 (см2)	ЖЕРДІҢ ЕНІ	
М	Л		(мм)		
Е	А	Шеткі байланныс	ПРИШАГЕ (см)м		
Н	Н				
Т	ЫС	AU1 4 AS1 AS2 AS3 AS4 %	15 20 30	ҚЫСҚАҰЗЫН	

ОРСУНЕГІЗГІ СЫЗБА

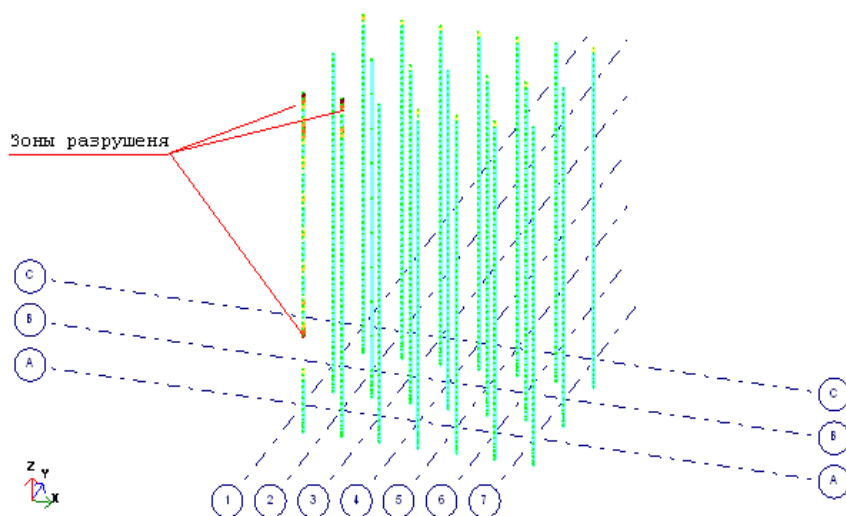
СТЕРЖЕНЬ

ТАВРТОЛЫҚ,0 Н= 48.0 В1= 30.0 Н1= 26.0 (см)

БЕТОН: В: СОЗЫЛҒАН А-III ; ШЕТКІ А-I

12632	1 Н	4.35	0.37	0.28	0.37	0.56	26	0.30	0.30
		2.35	0.20						
	2 Н	10.05	0.86	0.29	0.39	0.59	26	0.30	0.30
		8.35	0.71						
32402	1 Н	3.82	0.33	0.27	0.36	0.54	26	0.30	0.30
		2.00	0.17						
	2 Н	9.70	0.83	0.29	0.38	0.58	26	0.30	0.30
32403	1 Н	3.53	0.30	0.24	0.32	0.48	22	0.29	0.29
		1.76	0.15						
	2 Н	9.35	0.80	0.25	0.34	0.51	22	0.30	0.30
32404	1 Н	3.23	0.28	0.22	0.29	0.43	19	0.30	0.30
		1.65	0.14						
	2 Н	9.06	0.77	0.23	0.31	0.46	19	0.30	0.30
		6.82	0.58						
32405	1 Н	3.06	0.26	0.20	0.27	0.40	17	0.30	0.30
		1.53	0.13						
	2 Н	8.88	0.76	0.21	0.28	0.43	17	0.30	0.30
		6.59	0.56						
32406	1 Н	2.94	0.25	0.18	0.24	0.36	14	0.30	0.30
		1.47	0.13						
	2 Н	8.70	0.74	0.20	0.26	0.39	14	0.30	0.30
32407	1 Н	2.41	0.21	0.20	0.27	0.40	26	0.29	0.29
		1.12	0.10						
	2 Н	7.58	0.65	0.21	0.28	0.42	26	0.30	0.30
41435	1 Н	4.29	0.37	0.43	0.57	0.85	67	0.30	0.30
		2.76	0.24						
	2 Н	8.47	0.72	0.44	0.59	0.88	67	0.30	0.30
		7.41	0.63						

Күш салынған (арматуралық) бағана



М. 14 сурет– Арматуралық бағана
М.2 Кесте – Талаптық арматуралық бағана

Э	Б	АРАЛЫҚ АРМАТУРА										ЖАРЫЛҒАН			
Л	А	ШЕТКІ АРМАТУРА										ЖЕРДІҢ			
Е	Й	(см2)		ASW1 (см2)		ASW2 (см2)		ЕНІ							
М	Л											(мм)			
Е	А	Бұрышы				Қадам жас-да (см)		Қадам ж-да (см)							
Н	Н														
Т	ЫС	AU1	AU2	AU3	AU4	A	%	15	20	30	15	20	30	ҚЫСҚА	ҰЗЫН

РАСЧЕТ ПО РСУ															

ТІК БҰРЫШ (см)															
БЕТОН: В25 ; АРМАТУРА: ШЕТКІ А-I															
1098	1 C	2.88	2.88	2.88	2.88		0.72	0.04	0.06	0.09	0.03	0.04	0.07	0.29	0.29
		2.32	2.32	2.32	2.32	0.58									
	2 C	2.24	2.24	2.24	2.24		0.56	0.04	0.06	0.09	0.03	0.04	0.07	0.29	0.29
		1.68	1.68	1.68	1.68	0.42									
14455	1 C	2.96	2.96	2.96	2.96		0.74	0.01	0.01	0.01	0.04	0.05	0.07	0.29	0.29
		2.24	2.24	2.24	2.24	0.56									
	2 C	1.92	1.92	1.92	1.92		0.48	0.01	0.01	0.01	0.04	0.05	0.07	0.30	0.30
		1.36	1.36	1.36	1.36	0.34									
14485	1 C	2.48	2.48	2.48	2.48		0.62	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.08	0.30	0.30
		1.84	1.84	1.84	1.84	0.46									
	2 C	3.52	3.52	3.52	3.52		0.88	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.08	0.29	0.29
		2.72	2.72	2.72	2.72	0.68									
14491	1 C	3.12	3.12	3.12	3.12		0.78	0.01	0.01	0.01	0.08	0.11	0.16	0.30	0.30
		2.32	2.32	2.32	2.32	0.58									
	2 C	1.68	1.68	1.68	1.68		0.42	0.01	0.01	0.01	0.08	0.11	0.16	0.29	0.29
		1.04	1.04	1.04	1.04	0.26									
14521	1 C	2.32	2.32	2.32	2.32		0.58	0.00	0.01	0.01	0.07	0.10	0.14	0.29	0.29

[illegible]

1 кезеңдегі есептік нәтижелері бойынша:

Ауысу

- X осіне қарай бағытталуы, +0,5 -3,0 мм (ғимараттың бұзылған конструкция бағытына қарай иілуі),
 - Y осіне қарай бағытталуы, 0,2 0,6 мм,
 - Z осіне қарай бағытталуы, 0,0 2,0 ÷ 5,0 мм (бұзылатын аймақтар сыртанда)
- және қираған тіректерге қарай бағытталады - 100 мм жуық.

Талап қойылған көлденең тосқауылды арматуралар (М.1 Кесте мен М.13 Сурет) қиратылған аумақтарда $AS2 - 7,60 \text{ см}^2$ (2Ø22АIII) и $AS1 \square 6,28 \text{ см}^2$ (2Ø20АIII) деген жабалық арматураларға сәйкес қолданылады.

Талап етілген арматуралық бағаналар бұзылған аймақтар екі жақты қақпалар төбесі М.2 Кесте мен М.14 Сүретте көрсетілген.

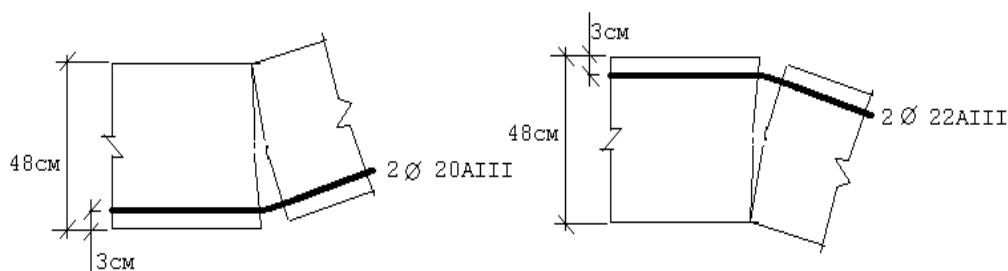
Кірпіш қоймысындағы басты созылмалы тоқ М.15а мен М.15б кестелерінде көрсетілген.

ЕСКЕРТУ: кірпіштік қоймадағы М75 маркалі кірпішпен М50 ерітіндісіндегі остік созылғыштың есептік кедергісі $1,3 \text{ кгс/см}^2$ тең (ҚНЖЕ II-22-81, 11 Кесте).

М.2.4.2. 2 есептік кезең

2 есептік кезең:

1. Көлденең тосқауылда (көкшолақ) AS2 арматурасы есептік аумақпен байланысқан ортасындағы $7,60 \text{ см}^2$ (2Ø22AIII), және AS1 арматуралары жобадағы көрсетілгендей етіп пайдаланылады. материалдар ішіндегі ең тиімдісі болып есептеледі. Жобадағы $6,28 \text{ см}^2$ (2Ø20AIII) арматураларының сапасын жоғарылатуда, әрі қосымша материалдарды қолдана отырып, пластикалық топсалар шығару қолданысы да іске асырылады. Қатты топсалар жалпақ арматуралардың көлденең кесіндісінен жасалады:

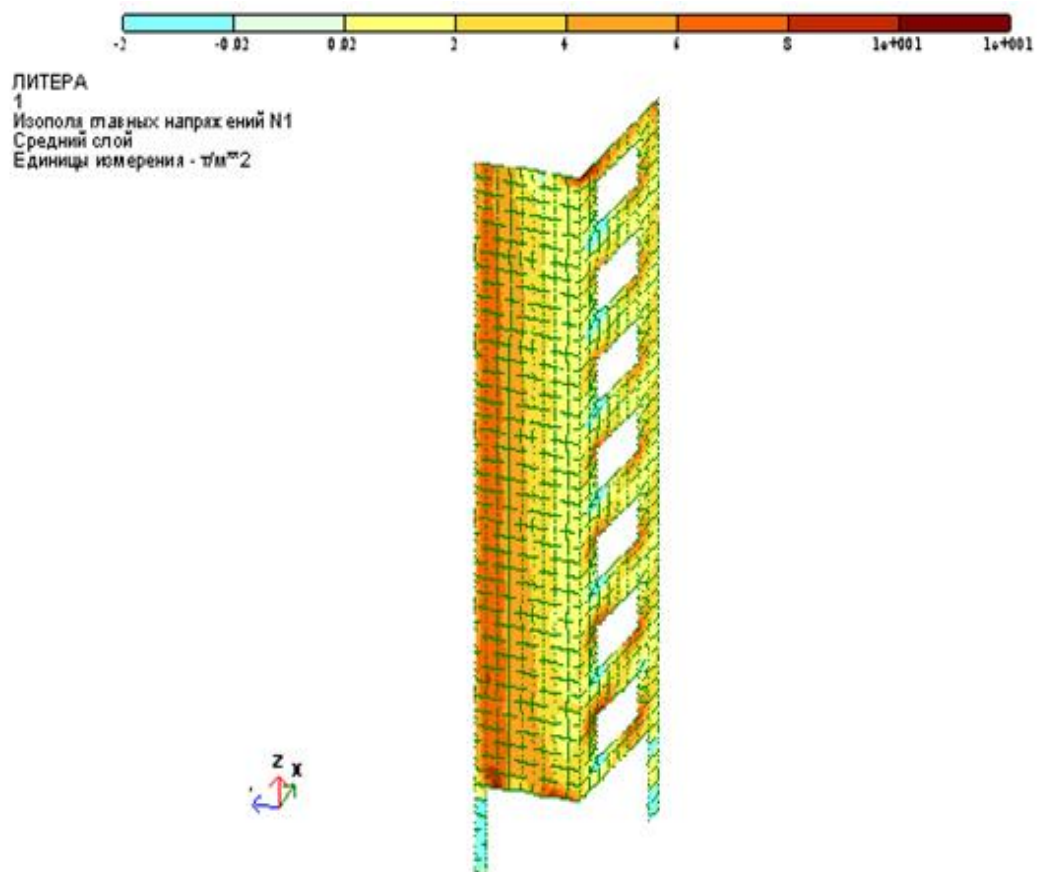


$$M = 7,60 \cdot 4000 \cdot 45 = 1368000 \text{ кгм} = 13,68 \text{ тм.}$$

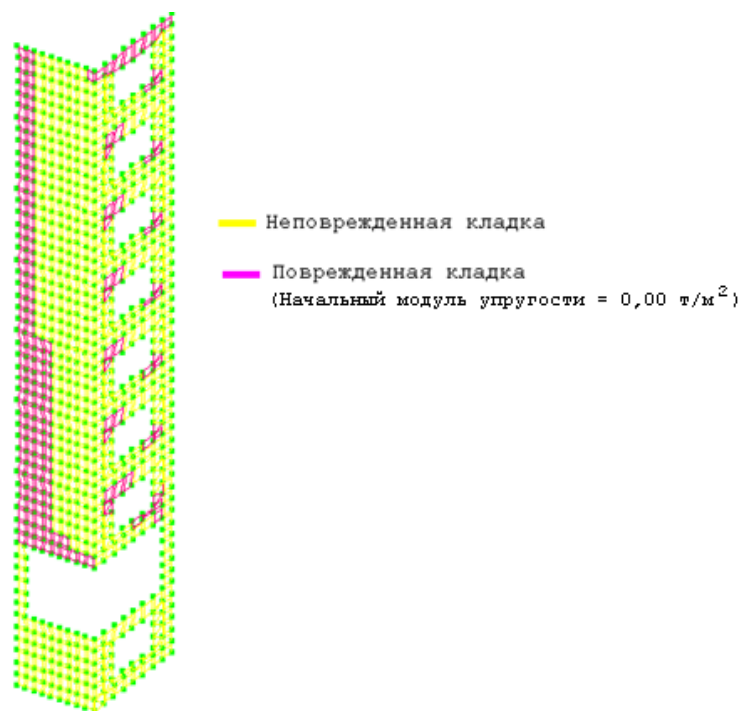
$$M = 6,28 \cdot 4000 \cdot 45 = 1130400 \text{ кгм} = 11,3 \text{ тм.}$$

2. Бағаналар, М.14 Суретте көрсетілген, есептік сызбалардан ерекшеленеді.

3. Кірпіштік қоймалар аумағы, негізгі тартып алатын тоқ арқасында негізгі есеп саны жоғарылайды (М.15 Сурет), есептік сызбадан ерекшеленеді.

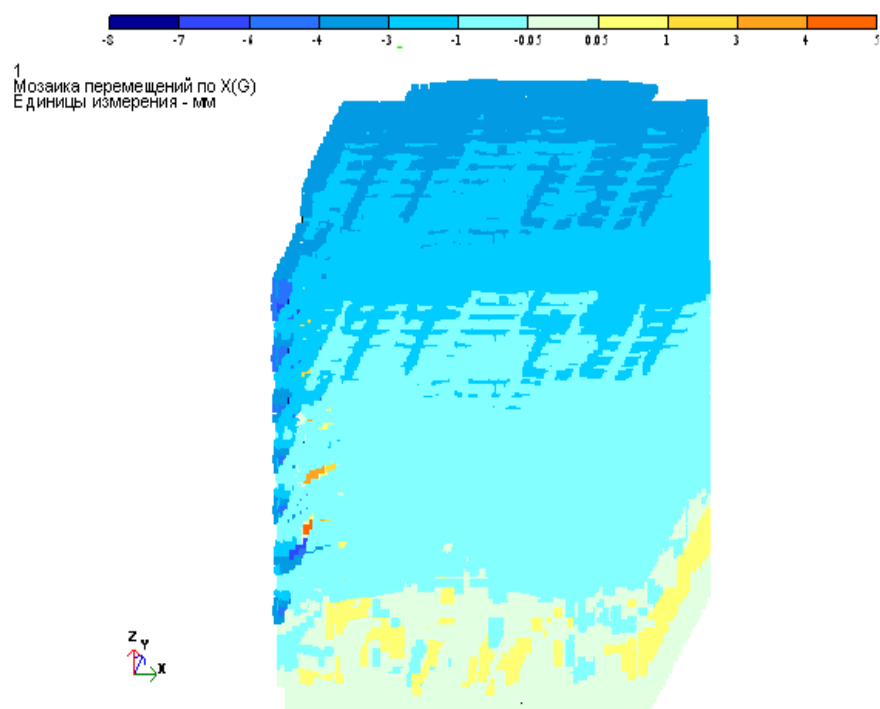


М.15а сурет – Қірпіштік қоймадағы негізгі тартып алатын ток

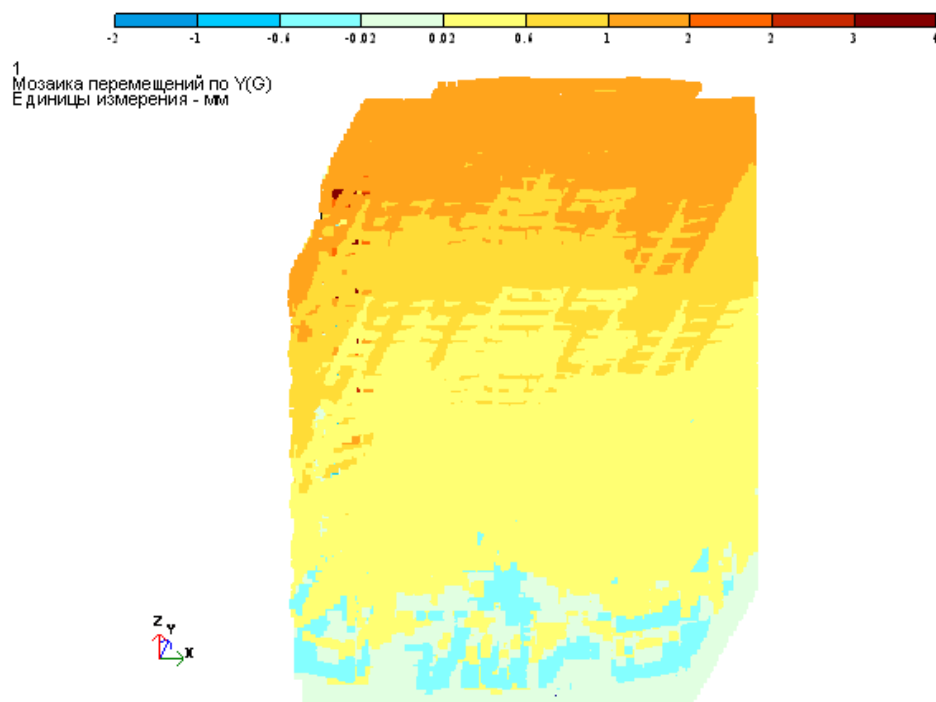


М.15б сурет – Қойма жобасының сызба нұсқасы

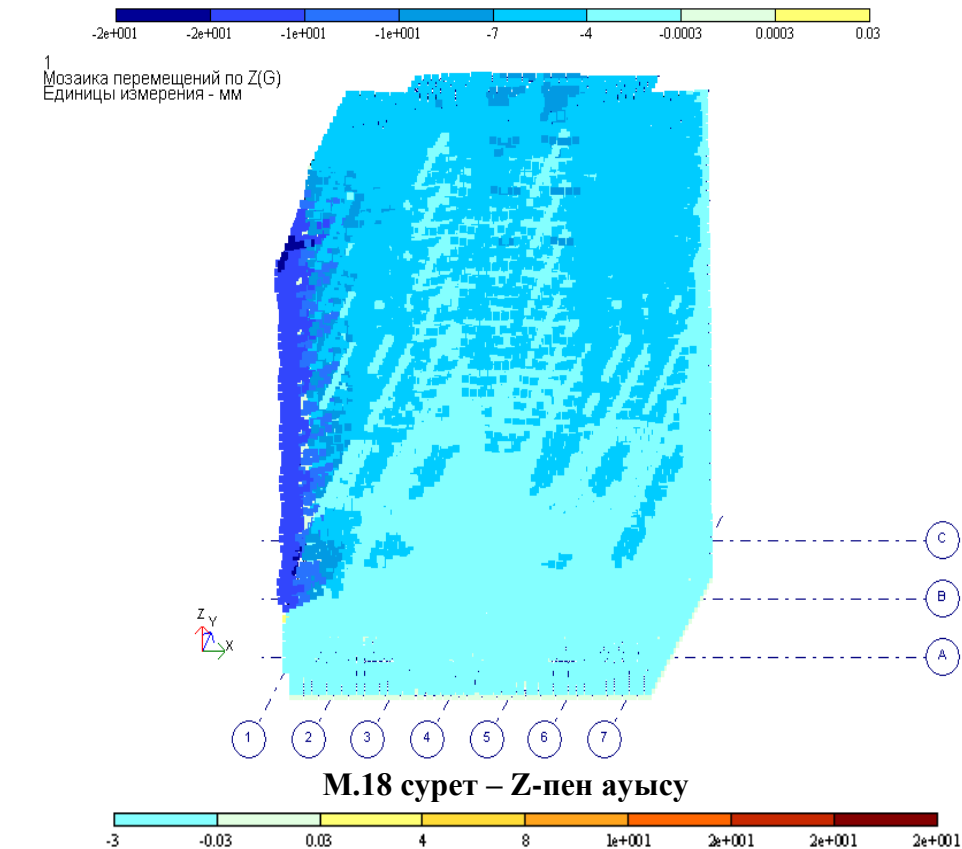
2 кезеңдегі есептеулер нәтижесі



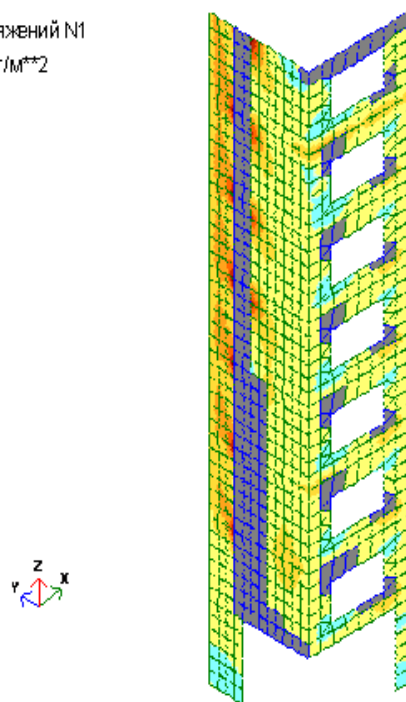
М.16 сурет – X-пен ауысу

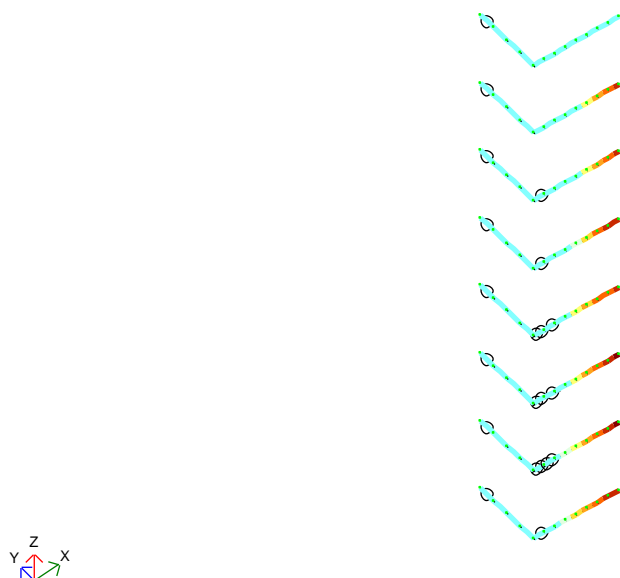


М.17 сурет – Y-пен ауысу

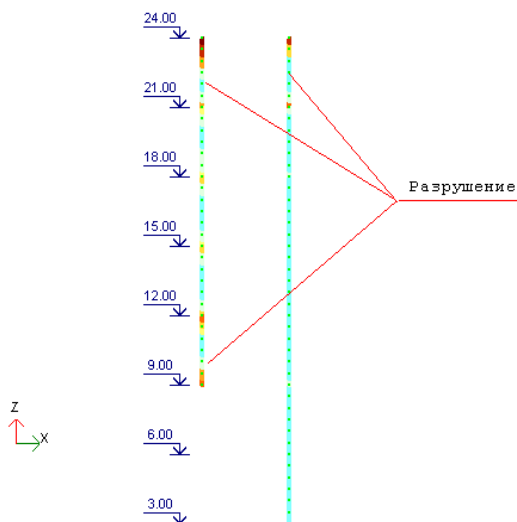
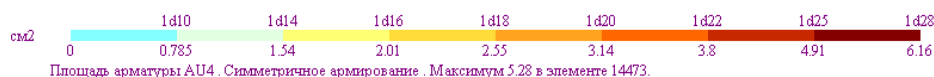


ЛИТЕРА
1
Изоплю главных напряжений N1
Средний слой
Единицы измерения - т/м**2





М.20 сурет – Төменгі (AS1) және жоғарғы (AS2) темір арқаулардың есепті ауданы



М.21-сурет – Бағаналарды темір арқауландыру

2- кезеңдегі есептеу нәтижелері бойынша:

Орын ауыстыру

- X осінің +1,0 ... +4,0 мм; -0.0...-7,0 мм бағыты бойынша (ғимараттың бұрыштық бөлігінің бүлінген конструкция жағына еңкеюі),
- Y осінің 0,0 +2,0 мм бағыты бойынша
- Z осінің 0,0 4,0 ÷ 7,0 мм бағыты бойынша (бүлінген аймақтан тыс) және бүлінген бағананың жармасында - 200 мм аса

Қаланған кірпіштің бүлінген аймағының артуы (М.19 Сурет).

Бүлінген аймақтағы қажетті көлденең тосқауылдарды темір арқауландырудың артуы (М.20 Сурет).

Қираған жармада орналасқан бағаналарды қажетті темір арқауландырудың артуы (6.1.21 Сурет).

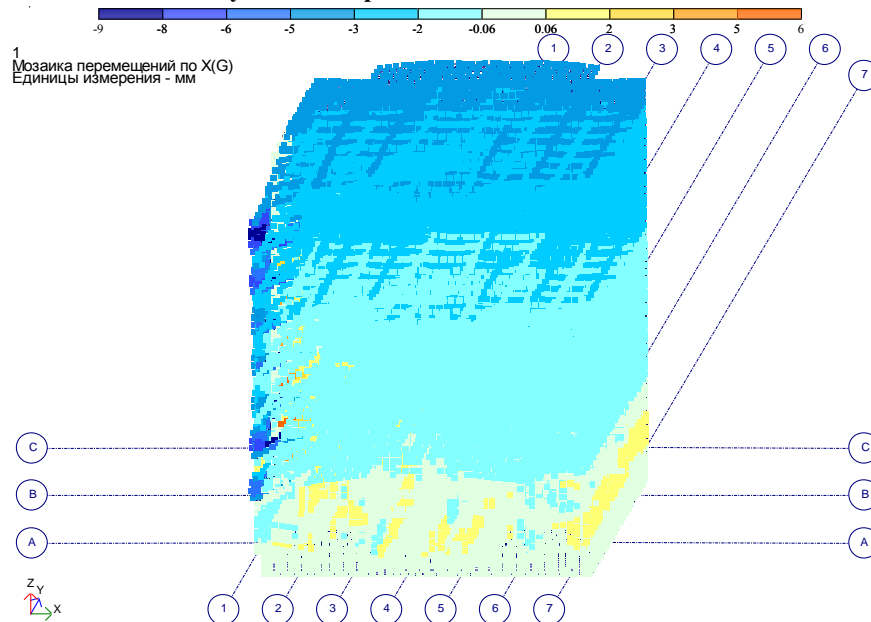
2.4.3 3-кезең

3 есептеу кезеңінде есептік сызбаға 6.1.19÷6.1.21 суреттерге сәйкес өзгерістер енгізілді:

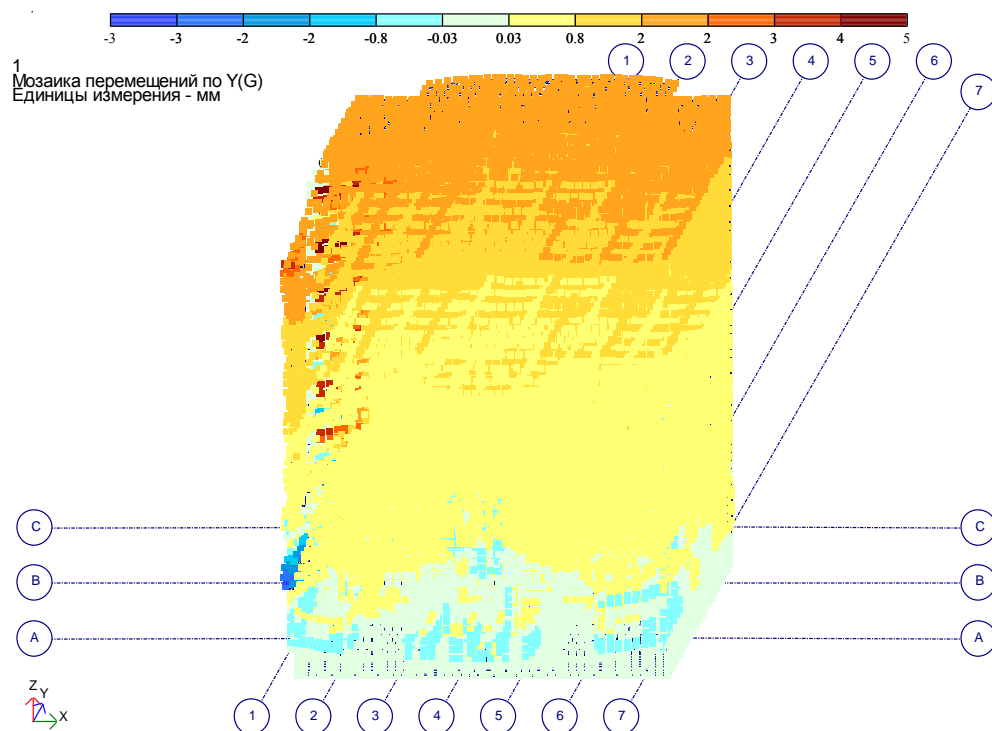
1. Көлденең тосқауылдардың тіректік қиылысуларында қосымша пластикалық шарнирлер енгізілді;
2. Кірпіштік қалауларда қосымша бүлінген аймақтар есепке алынды;
3. Бүлінген бағаналар аймағы есептен алынып тасталынды.

3- кезеңдегі есептеу нәтижелері

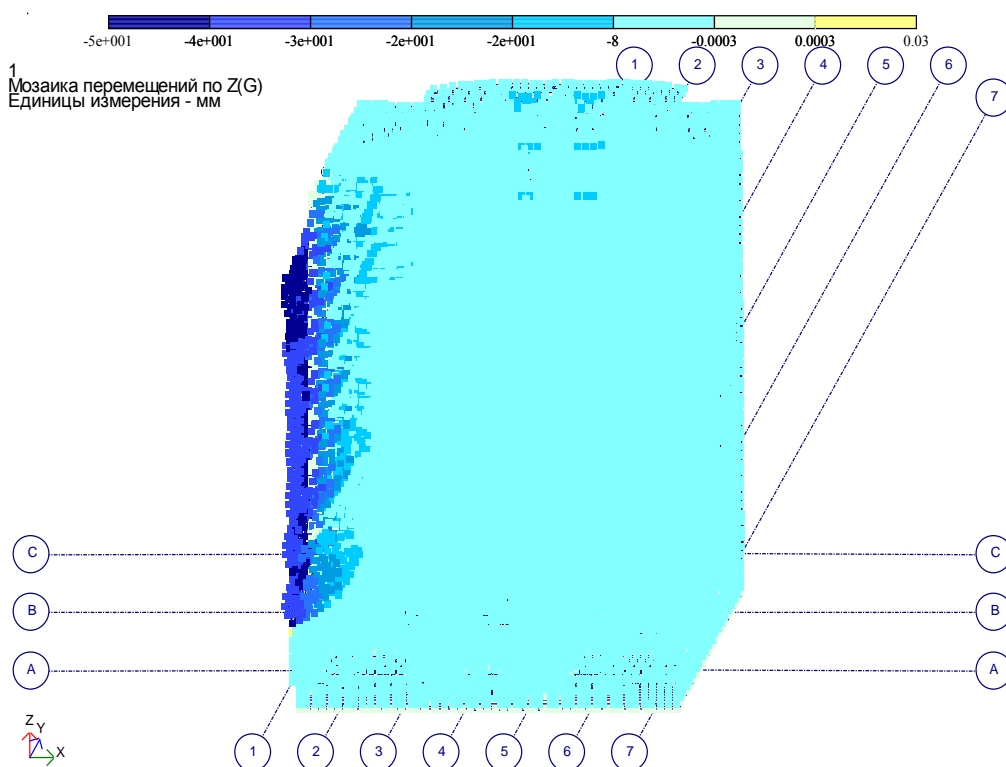
2- кезеңдегі есептеу нәтижелері



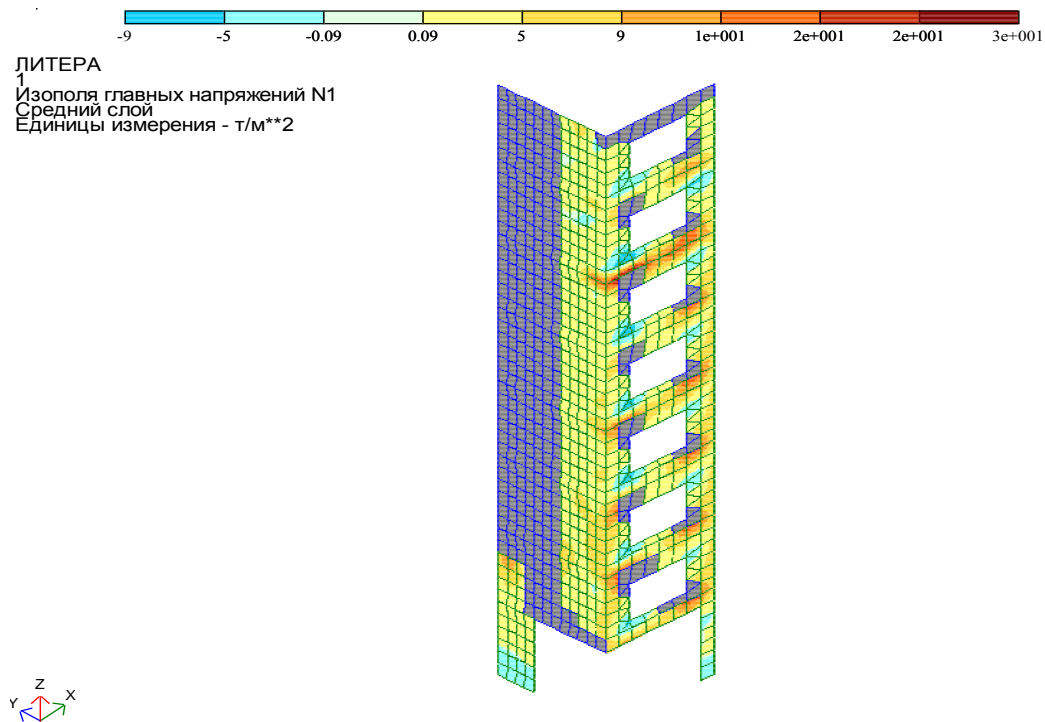
М.22-сурет –X бойынша орын алмастыру



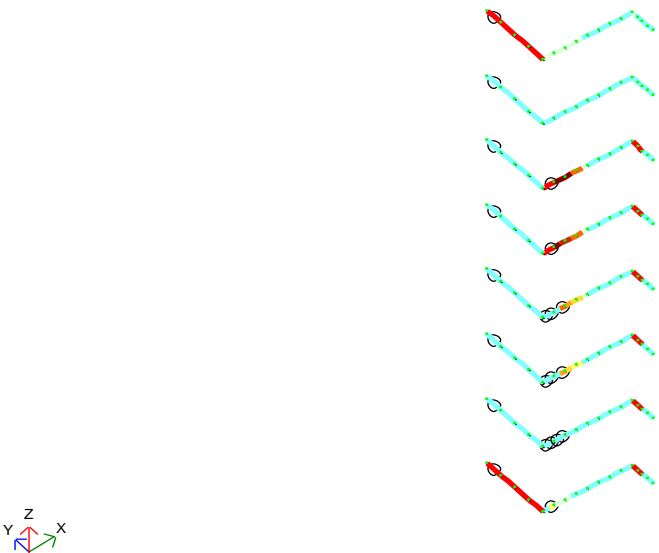
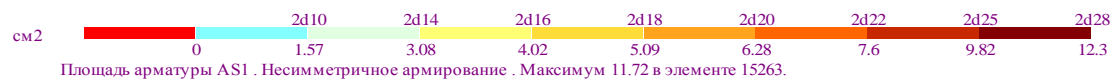
М.23-сурет –Y бойынша орын алмастыру

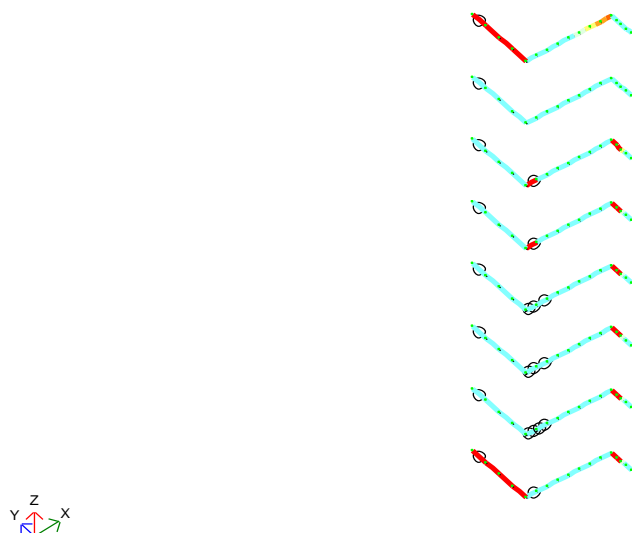
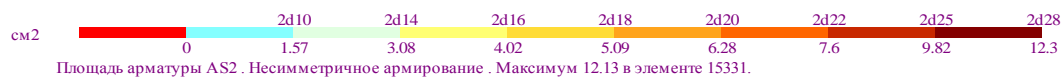


М.24-сурет –Z орын алмастыру

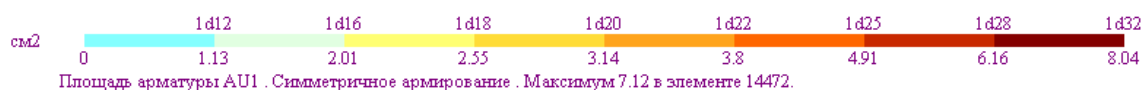


М.25-сурет – Қалаудағы негізгі созылғыш кернеулер





М.26-сурет – Темір арқаудың төменгі (AS1) және жоғарғы (AS2) есептік ауданы



М.27-сурет – Бағаналарды темір арқауландыру

3 кезеңдегі есептік нәтижелері бойынша:

Ауысу

- X осіне қарай бағытталуы, +3,0 -8,0 мм (ғимараттың бұзылған конструкция бағытына қарай иілуі),
- Y осіне қарай бағытталуы, +2,0 -2,0 мм,

- Z осіне қарай бағытталуы, 0,0 2,0 ÷ 5,0 мм қираған тіректерге қарай бағытталады - 50 мм жуық.

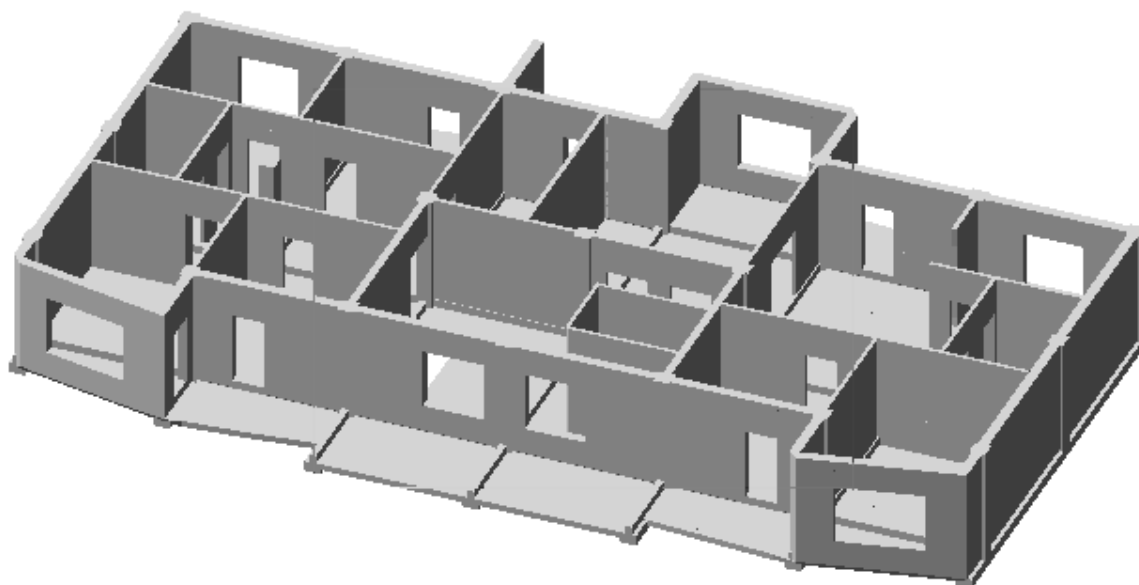
Талап қойылған көлденең тосқауылды арматуралар (М.26 Сурет) қиратылған аумақтарда AS2 –7,60 см² (2Ø22АІІІ) и AS1 □ 6,28см² (2Ø20АІІІ) деген жабалық арматураларға сәйкес қолданылады.

Талап етілген арматуралық бағаналар бұзылған аймақтар екі жақты қақпалар төбесі М.27 Суретте көрсетілген.

Кірпіш қоймысындағы басты созылмалы тоқ М.25 Суретте көрсетілген.

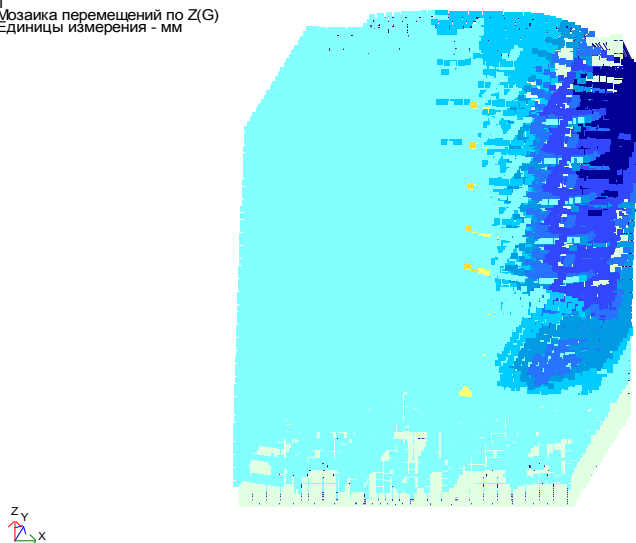
ЕСКЕРТУ: Кірпіштік қоймадағы М75 маркілі кірпішпен М50 ерітіндісіндегі остік созылғыштың есептік кедергісі 1,3 кгс/см² тең (ҚНЖЕ ІІ-22-81, 11 Кесте).

М.2.5.Тізбекті қираудың 2-ші жағдайына арналған ғимарат есебі



М.28-сурет – Тізбекті қирауға ұшыраған 2-қабаттың сызбасы

1 Мозаика перемещений по Z(G)
Единицы измерения - мм



Сурет М.29 - Z бойынша орын ауыстыру

М.2.6 Есептеу нәтижелерінің сараптамасы

«Индустриялық үйқұрылысы жүйесіндегі ТИП 1 тұрғын үйінің бірыңғайлы тоғызқабатты блок-бөліктері» типтік жобасы бойынша есептеу нәтижелерінің сараптамасы салмақ түсетін консрукциялардың тізбекті бүлінуі жергілікті бүлінулерден соң көлденең тосқауылдардың тірек тіліктеріндегі пластикалық топсалардың құрылуынан және қаланған кірпіштерде жарықтардың тереңдей түсуінен басталатынын көрсетті. Бұдан соң салмақ түсетін консрукциялық элементтер арасындағы күшті қайта бөлу басталады, бұл жағдайда бұзылған консрукциялардың жармасындағы бағандарға айтарлықтай салмақ түседі және олардың есептік сызбадан шығып қалуы туындайды.

Бағандардың құлауы ғимараттың үдемелі бірінен соң бірі құлауына әкеп соғады.

Ғимаратты үдемелі құлаудан қорғау үшін конструктивті шаралар есебінде тізбекті құлауды жорамалдаудың нәтижесінде мыналарды орындау керек:

- іс жүзіндегі AS1 □ $6,28\text{ см}^2$ (2Ø20AIII) және AS2 – $7,60\text{ см}^2$ темір арқауландырудыкөлденең тосқауылдардың тірек аймақтарының 4Ø28AIII тірек тіліктерінің баламалы арматуралануын қамтамасыз ете отырып күшейту;
- бағандардың арматуралануын қамтамасыз ете отырып, 4Ø22AIII баламалы бағаналарды күшейту (іс жүзінде 4Ø16AIII темір арқауландыру кезінде);
- қаланған кірпіштерді кірпіштердің негізгі керілу кернеуіне қарсы есептелген $2,5\text{ кг/см-ден}$ кем емес қарсылығын қамтамасыз ететіндей етіп арматуралау.

БИБЛИОГРАФИЯ

5 бөлімге

ҚНЖЕ 2.09.03-85 «Өнеркәсіптік кәсіпорындардың құрылымы»

ГОСТ 12.1.041-83 Жанар екпіндерді жарылудан, жанудан сақтану.

ГОСТ 12.1.044-89* Заттектер және материалдарды жарылу, жану қаупі. Көрсеткіштер номенклатурасы және олардыңның анықтауының әдістері.

РҚ ЕЖ 12.13130.2009 Ереже жинағы « Жарылыс және өрт қауіпсіздігі жағдайында ғимарат, бөлме және сыртқы құрылғылардың дәрежесін анықтау» 2009ж.

ӨҚН 105-03. Жану, жарылу қаупі бар және өрт қаупі бар үй-жайлар және ғимараттардың санаттарын анықтау. 2003

ҚЕ 14-159-97. Астықтың сақтауға және өңдеуіге қауіпті өндірістік объектілер үшін жарылыс қауіпсіздіктің ережесі.

Жару жүктемелердің әсер душар болған ғимараттар мен құрылымдарды тексеруге және жобалауға арналған ережелер жинағы. Мәскеу, 2000 ж.

Қазақстан Республикасының жанармай жеткізу және шаң тәріздес жанармайды жағу кезіндегі жарылыс қауіпсіздігінің ережелері

Жарылыс жұмыстары кезіндегі өнеркәсіптік қауіпсіздік талаптары. Қазақстан Республикасының төтенше жағдай жөніндегі Министрдің 2007 жылдың 19 қыркүйегіндегі № 141 жарлығымен бекітілді.

Бейкер У., Кокс П., Уэстайн П., Кулеш Дж., Стрелоу Р. Жарылыс құбылыстары. Бағасы мен әсері : 2 томдық кітап 1986 ж.

Расторгуев Б.С., Плотников А.И., Хуснутдинов Д.З. « Апаттық жарылыстар әсерлері кезінде ғимараттар мен құрылыстарды жобалау », 2007ж.

Комаров А.А. Апаттық дефлаграциялық жарылыстар әсерінен салмақты болжау мен олардың ғимараттар мен құрылымдарға әсеріннің бағасы. Техникалық ғылымдардың докторы ғылыми дәрежесін алу үшін жазылған диссертация. М. МГСУ. 2001.-460 б.

EN 1127, Explosive atmospheres – Explosion prevention and protection

Part 1: Basic concepts and methodology;

Part 2: Basic concepts and methodology for mining.

EN 12874, Flame arresters – Performance requirements, test methods and limits for use.

EN 13463, Non-electrical equipment for use in potentially explosive atmospheres – Parts from 1 to 8.

EN 13673, Determination of the maximum explosion pressure and the maximum rate of pressure rise of gases and vapours

Part 1: Determination of the maximum explosion pressure

Part 2: Determination of the maximum rate of explosion pressure rise

EN 60079, Electrical apparatus for explosive gas atmospheres – Parts from 0 to 31.

EN 61241, Electrical apparatus for use in the presence of combustible dust – Parts from 0 to 18.

EN 14986, Design of fans working in potentially explosive atmospheres.

EN 14034, Determination of explosion characteristics of dust clouds

Part 1: Determination of the maximum explosion pressure p_{max} of dust clouds;

Part 2: Determination of the maximum rate of explosion pressure rise $(dp/dt)_{max}$ of dust clouds;

Part 3: Determination of the lower explosion limit LEL of dust clouds;

Part 4: Determination of the limiting oxygen concentration LOC of dust clouds.

EN 14373, Explosion suppression systems.

EN 14460, Explosion resistant equipment.

EN 14491, Dust explosion venting protective systems.

EN 14797, Explosion venting devices.

EN 14994, Gas explosion venting protective systems.

EN 15089, Explosion isolation systems.

EN 26184-1, Explosion protection systems. Method for determination of explosion indices of combustible dusts in air.

NFPA 5000, Building Construction and Safety Code, 2009 Edition.

NFPA 68, Standard on Explosion Protection by Deflagration Venting, 2007 Edition.

Rolf K. Eckhoff. Dust Explosions in the Process Industries. Third Edition. 2003.

Rolf K. Eckhoff. Explosion Hazards in the Process Industries. 2005.

T. Nasr, J. Friedrich, J. Eibl. A silo structure to resist internal dust explosions. 2003.

К қосымшаларға Ж, И, К, Л (жалпысілтемелер)

1 Report of the Inquiry into the Collapse of Flats at Ronan Point, Caning Town; MSO, 1968. (ЦИНИС, аударым 18736).

2 Сергеев Д.Д. Лондондағы 22- қабатты тұрғын үйдің апаты жайындағы есептің қысқаша шолуы. Шолу ақпараты № 2. М., Глав АПУ, 1969.

3. Техника және экономикалық мінездемелерін жақсарту және олардың дәйектілігін көтеру мақсатында ғимараттардың бірыңғайлы конструктивті байланыстарының арасындағы конструктивті байланыстардың жетілген жүйесін дайындау және зерттеу. Ғылыми - техникалық есеп МНИИТЭП, белгі НИ-1696. М., 1976.

4. Пуме Д. Апаттық салмақтарға қарсы көпэтажды ғимараттарды жобалаудағы ерекшеліктер. «Құрылыс механикасы және құрылыс есебі», 1977, №1

5. ҚНЖЕ 2.01.07-85*. Салмақтар мен әсерлер. М., 2004 ж.

6. ҚНЖЕ 2.03.01-84*. Бетонды және темірбетонды құрылғылар. М., 1996 ж.

7. ҚНЖЕ 21-01-97*. Ғимараттармен құрылымдардың өрт қауіпсіздігі. М., 1999ж.

8. ҚНЖЕ II-23-81*. Болатты конструкциялар. М.1996.

9. ҚР ҚНЖЕ 2.03-30-2006. Сейсмикалық тұрақты аудандардағы құрылыс. (ҚНЖЕ II-7-81*. М., 1996).

10. Design and Typical Details of Connections for precast and Prestressed Concrete, Second Edition, PSI, Chicago, 1988.

11. British Standard Structural use of Concrete.

a) BS 8110:Part 1:1997. Code of practice for design and construction.

b) BS 8110:Part 2:1985. Code of practice for special circumstances.

12. Construction Standards Manual. CSM CS:1996 Common Standards, (summaries of standards etc, of professional interest across construction sector).

13. Building Regulations. Disproportional collapse. The Structural Engineer 1993, v71, N23.

14. J.B. Menzies improving strortural safety through feedback. The Structural Engineer. 1993, v. 71, N21.

15. Ю.М. Стругацкий, Г.И. Шапиро. Төтенше жағдай кезіндегі мәскеудегі тұрғын ғимараттардың қауіпсіздігін сақтау. ПГС № 8, Стройиздат, М, 1998.

16. Тұрғын ғимараттарды жоспарлау жинағы. Басылым 3. Тұрғын ғимараттардың конструкциясы. (ҚНЖЕ 2.08.01-85). М., 1989.

17. [МГСН 3.01-01](#) Тұрғын ғимараттар. М., 2001.

18. Мәскеу қаласының төңірегіндегі ғимараттар мен құрылыстардың карстық-суффозиондық процесстерді айқындау арқылы жобалаудың нұсқауы. Мосгорисполком, ГЛАВАПУ, Моспроект-1, Мосгоргеотрест. 1984

Ж қосымшасына

19. Төтенше жағдай кезіндегі тұрғын ғимараттардың қабырға конструкциясының жүйесін сақтау жөнінде ұсыныстар. Архитектура, құрылыс, реконструкция және қаланың дамуының комплексі. М., 2000ж.

20. Каркасты тұрғын ғимараттарды төтенше жағдайлардың пайда болуымен байланысты сақтау жөніндегі ұсынулар. Москомархитектура, М., 2002 ж.

21. Негізгі қабырғалары кірпіштен салынған тұрғын ғимараттарды төтенше жағдайлардың пайда болуымен байланысты сақтау жөніндегі ұсынулар. Москомархитектура, М, 2002 ж.

22. ҚНЖЕ 52.01-2003. Бетонды және темірбетонды конструкциялар. Негізгі ережелер. М., 2004

23.. ЕЖ 52-101-03. Бетон және темір-бетонды құрылымдар арматураны алдын-ала кернеусіз М., 2003 ж.

24. ОМ «ҚНЖЕ темірбетон». Бағдарламаны сипаттауқараңыз. [www . dataforce . net /~ Krakov](http://www.dataforce.net/~Krakov).

25.10. МГСН 3.01-01. Тұрғын ғимараттар. М., 2001 ж.

26. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. «Темірбетонды монолиттен зәулім ғимараттар конструкцияларының жобалары мен есеп айырылысуы». Киев «ФАКТ», 2004.

И қосымшасына

27. Стругацкий Ю.М. Панельді ғимараттардың мықтылығын қамтамасыз ету олардың негізгі конструкцияларының локальді қиратуларының әсерінен. Жинақ «Көпқабатты жалдамалы ғимараттардың бетонды және темірбетондынегізгі конструкцияларын зерттеудің қорытындысы», МНИИТЭП, М., 1980.

28. Панелді тұрғын ғимараттарды жобалаудың нұсқауы. ВСН 32-77 Госгражданстроя. М., 1978.

29. J.N.J.A. Vambersky. Precast concrete in buildings today and in the future. The Structural Engineer. 1994, v. 72,

К қосымшасына

30. В. В. Ханджи, Байластыру қаңқасымен көп қабатты ғимараттарын есептеу. М. Стройиздат, 1977.

31. Б. В. Сендеров, Тұрғын ғимараттардың апаттары. М., СИ, 1991.

Л қосымшасына

32. ҚНЖЕ II-22-81. Тас және арматуралы тас құрылымдар, М. 1996.

33. Тас және арматуралы тас құрылымдарды жобалау жөніндегі жинақ. (ҚНЖЕ II-22-81). ҚҚОҒЗИ Кучеренко атындағы Госстрой СССР, М., 1989.

ӨОЖ 624.012.35.04:614.841.332(083.74) ХСЖ 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Негізгі сөздер: апат кезіндегі әсерлер, куш тусетiн конструкциялар, жол көлiк құралдарының соққысы, тиегiш соққысы, өзен көлiгiнiң соққысы, тiкұшақ соққыларынан апаттық ықпалдар, бөлмелер iшiндегi жарылыстар, ескерiлмейтiн апаттық әсерлерден негiзгi конструкциялардың локальдi қирауы

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	V
1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	1
1.1 Область применения	1
1.2 [1.2] Нормативные ссылки	2
1.3 [1.5] Термины и определения	2
1.4 [1.6] Условные и буквенные обозначения	3
2 [2] КЛАССИФИКАЦИЯ ВОЗДЕЙСТВИЙ	5
3 [3] РАСЧЕТНЫЕ СИТУАЦИИ	6
3.1 [3.1] Общие положения	6
3.2 [3.2] Аварийные расчетные ситуации	7
3.3 [3.3] Аварийные расчетные ситуации. Стратегии для ограничения масштабов локального разрушения	8
3.4 [3.4] Аварийные расчетные ситуации. Применение классов по последствиям разрушения	9
3.5 [6.4.3.3, СН РК EN 1990]. Комбинации воздействий при аварийных расчетных ситуациях	10
3.6 [A1.3.2, СН РК EN 1990] Расчетные значения воздействий при аварийных расчетных ситуациях	11
4 [4] УДАР	12
4.1 [4.1] Область применения	12
4.2 [4.2] Определение воздействий	12
4.3 [4.3] Аварийные воздействия от ударов дорожных транспортных средств	13
4.3.1 [4.3.1] Удары по опорным частям сооружений	13
4.3.2 [4.3.2] Удары по верхним частям сооружений	16
4.4 [4.4] Аварийные воздействия от ударов вилочных погрузчиков	19
4.5 [4.5] Аварийные воздействия, вызванные схождением с рельсов рельсовых транспортных средств под конструкциями или вблизи конструкций	20
4.5.1 [4.5.1] Конструкции рядом или над рельсовыми путями	21
4.5.2 [4.5.2] Конструкции, расположенные за тупиковыми рельсовыми путями	23
4.6 [4.6] Аварийные воздействия от ударов судов	24
4.6.1 [4.6.1] Общие положения	24
4.6.2 [4.6.2] Удары речного транспорта	25
4.6.3 [4.6.3] Удары морских судов	27
4.7 [4.7] Аварийные воздействия от ударов вертолетов	28
5 ВЗРЫВЫ ВНУТРИ ПОМЕЩЕНИЙ	30
5.1 Термины, определения и обозначения	30
5.1.1 Термины и определения	30
5.1.2 Условные и буквенные обозначения	31
5.2 Область применения	31
5.3 Определение воздействий	33
5.4 Принципы проектирования	36
5.5 Примеры определения нагрузок	43
5.5.1 Общие положения	43
5.5.2 Пример 1. Взрыв пыли в бункере	43
5.5.3 Пример 2. Взрыв пыли в здании	46
5.5.4 Пример 3. Взрыв газа в помещении кухни крупнопанельного здания	48

5.5.5 Пример 4. Детонационный взрыв в туннеле	50
5.5.6 Пример 5. Дефлаграционный взрыв в туннеле	52
6 ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ ЗАЩИТЫ ОТ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ	54
6.1 Основные положения	54
6.2 Особенности расчета и конструирования монолитных жилых зданий с учетом защиты от прогрессирующего разрушения	55
6.3 Особенности расчета и конструирования крупнопанельных зданий с учетом защиты от прогрессирующего разрушения	57
6.4 Особенности расчета и конструирования жилых каркасных зданий с учетом защиты от прогрессирующего разрушения	59
6.5 Особенности расчета и конструирования жилых зданий с несущими кирпичными стенами с учетом защиты от прогрессирующего разрушения	60
ПРИЛОЖЕНИЕ А (<i>информационное</i>) Проектирование с учетом последствий локального разрушения конструкций в зданиях в результате неустановленной причины	63
ПРИЛОЖЕНИЕ Б [В] (<i>информационное</i>) Указания по оценке рисков	70
ПРИЛОЖЕНИЕ В [С] (<i>информационное</i>) Динамический расчет для удара	84
ПРИЛОЖЕНИЕ Г [D] (<i>информационное</i>) Внутренние взрывы	95
ПРИЛОЖЕНИЕ Д (<i>информационное</i>) Альтернативные методы вычисления давлений и площадей предохранительных конструкций при взрывах	100
ПРИЛОЖЕНИЕ Е (<i>информационное</i>) Воздействия от вилочных погрузчиков [СН РК EN 1991-1-1:2002/2011, п. 6.3.2.3]	109
ПРИЛОЖЕНИЕ Ж (<i>информационное</i>) Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения, 2005	111
ПРИЛОЖЕНИЕ И (<i>информационное</i>) Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий, 1999	117
ПРИЛОЖЕНИЕ К (<i>информационное</i>) Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях, 2002	125
ПРИЛОЖЕНИЕ Л (<i>информационное</i>) Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях, 2002	135
ПРИЛОЖЕНИЕ М	148
БИБЛИОГРАФИЯ	174

ВВЕДЕНИЕ

Нормативно-техническое пособие «Аварийные воздействия» разработано в развитие положений СН РК EN 1991-1-7: 2006/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия. Аварийные воздействия».

Целью разработки Пособия является оказание помощи пользователям в практическом освоении методики СН РК EN 1991-1-7: 2006/2011 для установления расчетных ситуаций и правил определения:

- воздействий ударных нагрузок от дорожных и рельсовых транспортных средств на элементы конструкций зданий и сооружений различного назначения;
 - воздействий на конструкции зданий в результате взрывов внутри помещений;
- а также,
- воздействий, приводящих к локальным разрушениям зданий или сооружений вследствие неустановленной причины.

При этом, допускается также применение альтернативных методов, не противоречащих положениям вводимого норматива СН РК EN 1991-1-7: 2006/2011 и обеспечивающих соответствующую этому нормативному документу прочность и устойчивость конструкций.

Положения и примеры, приведенные в настоящем Пособии, ориентированы, в первую очередь, на использование проектировщиками, выполняющими расчеты несущих конструкций зданий и сооружений и применяющими в своей деятельности строительные нормы СН РК EN 1991-1-7:2006/2011.

Актуальность и новизна разрабатываемого нормативно-технического пособия заключается в полной гармонизации материалов Пособия с положениями и требованиями вводимого норматива СН РК EN 1991-1-7: 2006/2011.

В соответствии с принципами СН РК EN 1991-1-7:2006/2011 составлены конкретные примеры определения аварийных воздействий на элементы несущих конструкций зданий, с учетом рационального проектирования конструкций, обеспечивающих приемлемую живучесть и общую устойчивость, на основе вероятных расчетных ситуаций и уровня допустимого риска.

Разработка пособия определяется необходимостью создания единого нормативно-технического документа, устанавливающего:

- единые требования по обеспечению надежности и долговечности проектируемых зданий, в соответствии с критериями эксплуатационных и предельных состояний Европейских нормативных документов;
- условия гармонизации положений по выбору модели аварийных воздействий на элементы несущих конструкций зданий, в соответствии с требованиями нормативного документа СН РК EN 1991-1-7:2006/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия. Аварийные воздействия»;
- общие положения и классификация аварийных воздействий на элементы несущих конструкций зданий, запроектированных с учетом обоснованных расчетных ситуаций, включающих как идентифицированные, так и неидентифицированные воздействия;

– определение стратегии аварийных расчетных ситуаций, вызванных ударными нагрузками и взрывами внутри помещений, основанной на ограничении масштабов локального разрушения, с учетом последствий разрушения и уровня приемлемого риска;

В справочных Приложениях приведены вспомогательные таблицы и материалы, необходимые для использования при проектировании и в расчетах элементов несущих конструкций зданий различного назначения, на стадии определения аварийных воздействий, соответствующих обоснованным расчетным ситуациям и уровню приемлемого риска.

Положения настоящего нормативно-технического пособия взаимосвязаны с требованиями действующих нормативных документов, по состоянию на 2013 год:

- СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы строительного проектирования
- СН РК EN1991-1-1:2002/2011. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Общие воздействия. Собственный вес, постоянные и приложенные нагрузки.
- ИСО 3898:1987 Основные положения проектирования конструкций. Условные обозначения. Основные символы

Настоящее нормативно-техническое Пособие предназначено для применения:

- застройщиками (например, при назначении конкретных требований к уровням безопасности),
- проектировщиками и конструкторами;
- органами строительного надзора и заказчиками.

Нормативно-техническое пособие разработано: АО «КазНИИСА» (к.т.н. Шахнович Ю.Г., к.т.н. Пак Э.Ф., инж. Чернов Н.Б.).

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**ВОЗДЕЙСТВИЯ НА НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ**
ЧАСТЬ 1-7. ОБЩИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ. АВАРИЙНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ**ACTIONS ON STRUCTURES**
PART 1-7: GENERAL ACTIONS. ACCIDENTAL ACTIONS

Дата введения 2015–07–01

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**1.1 Область применения**

1.1.1 [(1)] В настоящем Пособии к СН РК EN 1991-1-7:2006/2011 содержатся разъяснения стратегии и правил по обеспечению защиты зданий и других инженерных сооружений от действия идентифицированных и неидентифицированных аварийных воздействий.

1.1.2 [(2)] В соответствии с СН РК EN 1991-1-7, в Пособии разъясняются:

- стратегии, основанные на идентификации аварийных воздействий;
- стратегии, основанные на ограничении масштабов локального разрушения.

1.1.3 [(3)] В Пособии к СН РК EN 1991-1-7 рассматриваются следующие аспекты:

- термины и определения, условные и буквенные обозначения (раздел 1);
- классификация воздействий (раздел 2);
- расчетные ситуации (раздел 3);
- удар (раздел 4);
- взрывы (раздел 5);
- принципы расчета и конструирования жилых зданий с учетом защиты от прогрессирующего обрушения (раздел 6);
- расчет последствий локального разрушения в результате неустановленной причины (справочное приложение А);
- указания по оценке рисков (справочное приложение Б [В]);
- динамический расчет при ударе (справочное приложение В [С]);
- взрывы внутри помещений (справочное приложение Г, Д);
- расчетные и конструктивные требования для защиты зданий от прогрессирующего обрушения (Приложения Ж, И, К, Л).

1.1.4 [(6)] В Пособии к СН РК EN 1991-1-7 не рассматриваются аварийные (чрезвычайные) воздействия от взрывов вне зданий, возникающие вследствие военных и террористических действий, а также остаточная прочность зданий или других инженерных сооружений, поврежденных в результате сейсмических воздействий, пожара и т. д.

1.2 [1.2] Нормативные ссылки

Для применения настоящего Пособия необходимы следующие ссылочные документы:

Издание официальное

СН РК EN 1990 Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций

СН РК EN 1991-1-1 Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Собственный вес, постоянные и временные нагрузки на здания

СН РК EN 1991-1-6 Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-6. Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ

СН РК EN 1991-2 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 2. Транспортные нагрузки на мосты

СН РК EN 1991-4 Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 4. Воздействия на башни и резервуары

СН РК EN 1992 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций

СН РК EN 1993 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций

СН РК EN 1994 Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций

СН РК EN 1995 Еврокод 5. Проектирование деревянных конструкций

СН РК EN 1996 Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций

СН РК EN 1997 Еврокод 7. Геотехническое проектирование

СН РК EN 1998 Еврокод 8. Проектирование сейсмостойких конструкций

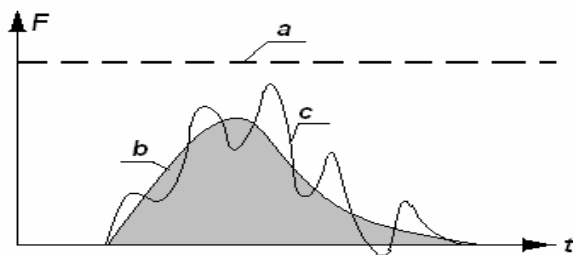
СН РК EN 1999 Еврокод 9. Проектирование алюминиевых конструкций.

1.3[1.5] Термины и определения

1.3.1. Термины и определения, применяемые в данном Пособии, соответствуют Положениям СН РК EN 1990:2005/2011 и дополнительным понятиям, приведенным в СН РК EN 1991-1-7:2006/2011.

1.32 [1.5.2] **Класс по последствиям разрушения** (consequence class): Классификация последствий разрушения конструкции или ее части.

1.3.3 [1.5.5] **Динамическое сила** (dynamic force): Изменяющаяся во времени сила, которая может оказать значительное динамическое воздействие на конструкцию. В случае удара динамическая сила зависит от размеров контактной поверхности в месте удара (рисунок 1.1).



a — эквивалентная статическая сила; b — динамическая сила;
 c — реакция конструкции

Рисунок 1.1

1.3.4 [1.5.6] **Эквивалентная статическая сила** (equivalent static force): Статическая сила, вызывающая в конструкции реакцию, эквивалентную динамическому воздействию (см. рисунок 1.1).

1.3.5 [1.5.9] **Ударяющий объект** (impacting object): Объект, ударяющий по конструкции (т. е. транспортное средство, корабль и т. д.).

1.3.6 [1.5.10] **Ключевой элемент** (key element): Конструктивный элемент, от которого зависит общая устойчивость остальной части конструкции.

1.3.7 [1.5.11] **Несущая стеновая конструкция** (load-bearing wall construction): Бескаркасная перекрестная система стен из каменной кладки, воспринимающая, в основном, вертикальные нагрузки. Сюда относятся также легкие панельные конструкции, состоящие из расположенных по оси стен деревянных или стальных вертикальных стоек, с заполнением из различных материалов.

1.3.8 [1.5.12] **Локальное разрушение** (localised failure): Часть конструкции, которая, предположительно, будет разрушена или сильно повреждена в результате аварийного воздействия.

1.3.9 [1.5.13] **Риск** (risk): Мера сочетания (обычно произведение) вероятности возникновения или частоты появления определенной угрозы и масштаба последствий.

1.3.10 [1.5.14] **Живучесть** (robustness): Свойство конструкции противостоять таким событиям, как пожар, взрыв, удар или результат человеческих ошибок, без возникновения повреждений, непропорциональных причине, вызвавшей повреждения.

1.3.11 [1.5.15] **Нижняя часть сооружения** (substructure): Часть сооружения, поддерживающая его верхнюю часть. В зданиях — это обычно фундаменты и другие элементы сооружения, находящиеся ниже уровня земли. В мостах — это фундаменты, контрфорсы, быки, опоры и т. д.

1.3.12 [1.5.16] **Верхняя часть сооружения** (superstructure): Часть сооружения, поддерживаемая нижележащими конструкциями. В зданиях — это обычно конструкции выше уровня земли. В мостах — настил.

1.3.13 **Прогрессирующее обрушение** (progressive collapse): Лавинообразное обрушение всего здания или его значительной части, в результате локального разрушения конструкции в одном из расположенных ниже этажей.

1.4 [1.6] Условные и буквенные обозначения

1.4.1 [1.6 (1)] В данном Пособии использованы следующие символы, в соответствии с СН РК EN 1991-1-7:2006/2011:

Прописные буквы латинского алфавита

F — усилие столкновения;

F_{dx} — расчетное значение горизонтальной эквивалентной статической или динамической силы по направлению движения

F_{dy} — расчетное значение горизонтальной эквивалентной статической или динамической силы поперек направления движения;

F_R — сила трения при ударе.

Строчные буквы латинского алфавита

a — высота расположения площади, к которой прикладывают усилие от столкновения;

b — ширина препятствия (например, быка моста);

h — габаритный размер от поверхности дорожного полотна до нижней кромки конструкции моста; уровень приложения силы от удара над проезжей частью;

l — длина судна;

r_F — понижающий коэффициент;

s — расстояние между конструктивным элементом и осевой линией дороги или рельсового пути;

m — масса;

v_v — скорость.

Строчные буквы греческого алфавита

μ — коэффициент трения.

2 [2] КЛАССИФИКАЦИЯ ВОЗДЕЙСТВИЙ

2.1 [2(1)] Воздействия в настоящем Пособии, в соответствии с [4.1.1] СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, классифицируют как аварийные воздействия

ПРИМЕЧАНИЕ В таблице [2.1] указаны основные разделы EN 1990, которые следует учитывать при проектировании конструкций, подверженных аварийным воздействиям.

Таблица [2.1] — Разделы СН РК EN 1990:202+A1:2005/2011, которые касаются аварийных воздействий

Наименование	Разделы
Термины и определения	1.5.2.5, 1.5.3.5, 1.5.3.15
Основные требования	2.1(4)P, 2.1(5)P
Расчетные ситуации	3.2(2)P
Классификация воздействий	4.1.1(1)P, 4.1.1.(2), 4.1.2(8)
Другие характерные значения переменных воздействий	4.1.3(1)P
Сочетание воздействий для аварийных расчетных ситуаций	6.4.3.3
Расчетные значения воздействий в аварийных и сейсмических расчетных ситуациях	A.1.3.2

2.2 Аварийные воздействия от удара следует рассматривать как свободные воздействия, если не установлено иное.

3 [3] РАСЧЕТНЫЕ СИТУАЦИИ

3.1 [3.1] Общие положения

3.1.1 [3.1(1)P] Конструкции должны быть запроектированы с учетом обоснованных аварийных расчетных ситуаций в соответствии с 3.2(2)P EN 1990.

3.1.2 [3.1(2)] Стратегии, которые следует рассматривать для аварийных расчетных ситуаций, показаны на рисунке 3.1.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Применяемые стратегии и правила согласовывают для конкретного проекта с заказчиком и соответствующей инстанцией.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Аварийные воздействия могут быть идентифицированными и неидентифицированными.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Стратегии, основанные на неидентифицированных аварийных воздействиях, включают большое количество возможных событий. Они направлены на ограничение локального разрушения. Принятие стратегий по ограничению локального разрушения может обеспечить достаточную живучесть при действии аварийных воздействий, указанных в 1.1(6), или иного воздействия от неустановленной причины. Рекомендации для зданий содержатся в приложении А.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 В данной части EN 1991 предложены теоретические значения для идентифицированных аварийных воздействий (например, для случаев взрыва внутри помещения и удара). Эти значения допускается изменять в национальном приложении или в рамках конкретного проекта, согласовывая с заказчиком и соответствующей инстанцией.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 Для некоторых конструкций (например, при проектировании сооружений, в которых отсутствует угроза для людей, и где экономическим, социальным и экологическим ущербом можно пренебречь) рассчитываемых на аварийное воздействие допускается полное разрушение. В таких случаях обстоятельства для конкретных проектов согласовываются с заказчиком и соответствующей инстанцией.

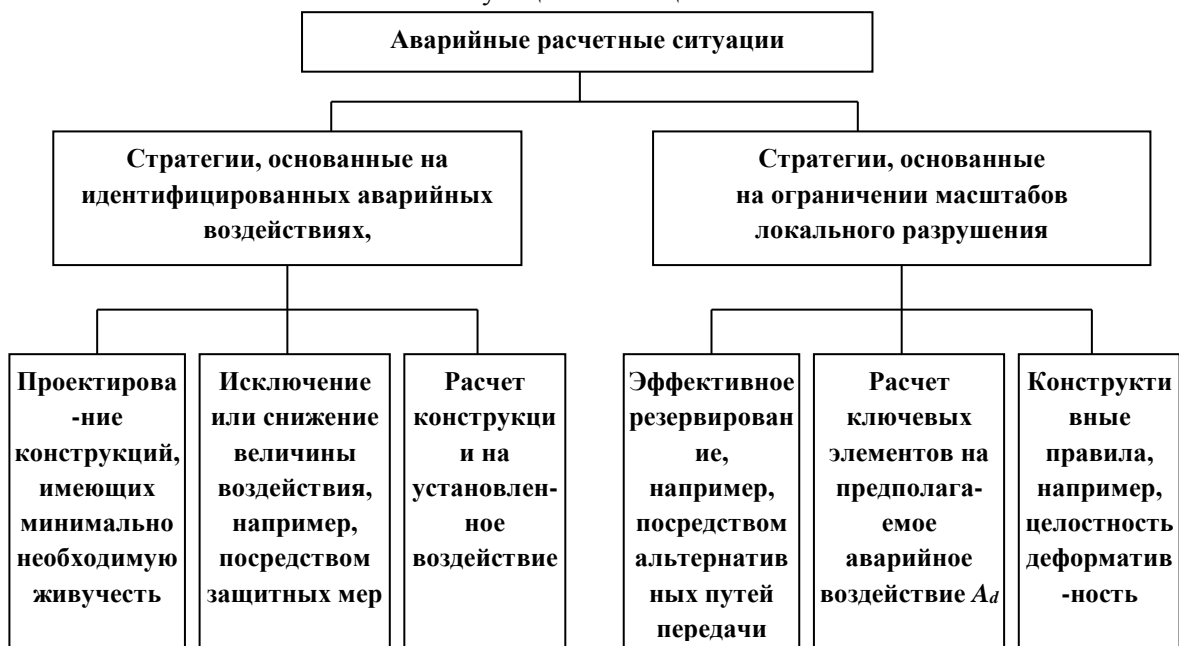


Рисунок 3.1 — Стратегии для аварийных расчетных ситуаций

3.2 [3.2] Аварийные расчетные ситуации.

Стратегии при идентифицированных аварийных воздействиях

3.2.1 [3.2(1)] Величина аварийного воздействия зависит от:

- мер, направленных на предотвращение или снижение результатов аварийного воздействия;
- вероятности возникновения идентифицированного аварийного воздействия;
- последствий разрушения в результате идентифицированного аварийного воздействия;
- общественной оценки;
- уровня приемлемого риска.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 См. также 2.1(4)Р, примечание 1, EN 1990.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 На практике вероятность возникновения и последствия аварийных воздействий могут быть связаны с определенным уровнем риска. В случае если такой уровень риска неприемлем, требуются дополнительные меры. Как правило, нулевой уровень риска является нереализуемым и в большинстве случаев необходимо допускать определенный уровень риска. Такой уровень риска зависит от различных факторов, например от возможного количества несчастных случаев, экономических последствий, расходов на меры безопасности и др.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Уровни приемлемого риска допускается устанавливать в Национальном приложении в виде, не противоречащим дополнительной информации.

3.2.2 [3.2(2)] Локальное разрушение от аварийных воздействий может быть допустимым, если не нарушается общая устойчивость всей конструкции, сохраняется общая несущая способность, что позволит выполнять необходимые спасательные мероприятия.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для строительных конструкций такие спасательные мероприятия могут включать безопасную эвакуацию людей из помещений и с прилегающих территорий.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для мостов такие спасательные мероприятия могут включать временное закрытие участка дороги или железнодорожной линии.

3.2.3 [3.2(3)] Должны быть приняты меры по снижению риска от аварийных воздействий, включающие, если это уместно, одну или несколько стратегий:

- а) предотвращение появления воздействия (например, для мостов за счет обеспечения соответствующей высоты в свету между транспортным средством и сооружением) или снижение вероятности появления и/или величины воздействия до приемлемого уровня в процессе проектирования конструкций (например, в зданиях за счет легкосбрасываемых элементов с малой массой и прочностью, уменьшающих эффект взрыва);

б) защита конструкции путем уменьшения эффекта от аварийного воздействия (например, посредством устройства защитных ограждений или барьеров безопасности);

в) обеспечение достаточной живучести конструкций посредством применения одного или более подходов:

1) проектирование определенных элементов конструкции, от которых зависит общая устойчивость конструкции, как ключевых элементов (см. 1.5.10), с целью увеличения вероятности сохранения работоспособного состояния конструкции после реализации аварийного события;

2) расчет конструктивных элементов и выбор материалов, имеющих достаточную деформативность, допускающую поглощение значительной потенциальной энергии без возникновения разрушения;

3) создание достаточного резервирования в конструкции с целью обеспечения альтернативных путей передачи нагрузки после реализации аварийного события.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В некоторых случаях конструкцию невозможно защитить за счет снижения эффекта от аварийного воздействия или предотвращения возникновения воздействия. Это происходит по причине того, что такие воздействия зависят от факторов, которые не обязательно предусмотрены условиями проектирования на предусмотренный срок эксплуатации. Предупредительные меры могут включать регулярные инспекции и техническое обслуживание в течение срока эксплуатации.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для проектирования конструктивных элементов с достаточной деформативностью см. указания в приложениях А и С совместно с EN 1992 – EN 1999.

3.2.4 [3.2(4)P] Аварийные воздействия, когда это уместно, следует прикладывать одновременно с действующими постоянными и переменными воздействиями согласно EN 1990, 6.4.3.3.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения ψ см. в EN 1990, приложение А.

3.2.5 [3.2(5)P] Следует принимать в расчет также безопасность конструкций непосредственно после возникновения аварийного воздействия.

ПРИМЕЧАНИЕ Это включает рассмотрение прогрессирующего обрушения конструкций зданий. См. приложение А.

3.3 [3.3] Аварийные расчетные ситуации. Стратегии для ограничения масштабов локального разрушения

3.3.1 [3.3(1)P] При проектировании следует уменьшать объемы потенциального разрушения конструкций в результате непредусмотренной причины.

3.3.2 [3.3(2)] Уменьшения объемов разрушения следует достигать, применяя один или несколько следующих подходов:

а) проектирование ключевых элементов, от которых зависит общая устойчивость здания, таким образом, чтобы они были способны воспринимать эффекты от модели аварийного воздействия A_d ;

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В национальном приложении допускается указывать модель в виде распределенной или сосредоточенной нагрузки с расчетным значением A_d . Рекомендуемой моделью для зданий является равномерно распределенная условная нагрузка, прикладываемая в любом направлении к ключевому элементу и примыкающим элементам (например, фасады и т. д.). Для конструкций зданий рекомендуемое значение равномерно распределенной нагрузки составляет 34 кН/м^2 . Пример применения A_d приведен в А.8 (приложение А).

б) проектирование конструкций таким образом, чтобы в случае локального разрушения (например, при отказе отдельного элемента) общая устойчивость всей конструкции или ее значительной части была обеспечена;

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В Национальном приложении допускается указывать приемлемый объем локального разрушения. Для зданий рекомендуемые ограничения соответствуют меньшему из 100 м^2 или 15% площади на каждом из двух перекрытий на смежных этажах, повреждение которых может возникнуть при удалении опоры, колонны или стены. Вероятно, это приведет к созданию конструкции с достаточной живучестью независимо от того, было ли учтено в расчете идентифицированное аварийное воздействие.

с) применение расчетных/конструктивных правил, обеспечивающих приемлемую живучесть конструкции (например, применение связей во всех трех направлениях для обеспечения дополнительной целостности или минимальный уровень деформативности строительных элементов, подверженных удару).

ПРИМЕЧАНИЕ 3 В Национальном приложении может быть указано, какие из стратегий, описанных в 3.3, необходимо рассматривать применительно к различным конструкциям. Примеры применения указанных стратегий к конструкциям зданий содержатся в приложении А.

3.4 [3.4] Аварийные расчетные ситуации. Применение классов по последствиям разрушения

3.4.1 [3.4(1)] Стратегии для аварийных расчетных ситуаций могут быть основаны на следующих классах по последствиям разрушения, приведенным в EN 1990:

- СС1— небольшие последствия разрушения;
- СС2— средние последствия разрушения;
- СС3— высокие последствия разрушения.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Дополнительная информация содержится в EN 1990, приложение В.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При определенных обстоятельствах различные элементы конструкции целесообразно относить к различным классам по последствиям разрушения, например, конструктивно отделенное малоэтажное боковое крыло высотного дома,

которое с точки зрения функциональности менее важно по сравнению с основным зданием.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Профилактические и/или защитные меры призваны исключить или снизить вероятность повреждения конструкций. При проектировании иногда это учитывают путем отнесения конструкции к более низкому классу по последствиям разрушения. В остальных случаях более целесообразным может быть снижение нагрузок на конструкцию.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 В Национальном приложении допускается распределять конструкции по категориям согласно 3.4(1). Предложения по применению классов по последствиям разрушения для зданий приведены в приложении А.

3.4.2 [3.4(2)] Аварийные расчетные ситуации для различных классов по последствиям разрушения согласно 3.4(1) допускается рассматривать следующим образом:

- СС1 — специальный учет аварийных воздействий не требуется, однако при этом необходимо удостовериться, что учтены все соответствующие правила, касающиеся живучести и общей устойчивости, установленные в EN 1992 – EN 1999;

- СС2 — в зависимости от конкретных обстоятельств допускается упрощенный расчет конструкции с применением моделей эквивалентных статических нагрузок или допускается применение традиционных расчетных/конструктивных правил;

- СС3 — для определения требуемого уровня надежности конструкций и степени детализации конструктивных расчетов необходимо выполнять специальное исследование в каждом конкретном случае. Это может потребовать выполнения анализа рисков, а также применения более совершенных методов, включающих динамический анализ, нелинейные модели и учет взаимодействия между нагрузкой и конструкцией.

3.4.3 В соответствии с общими принципами и стратегией ограничения масштабов локального разрушения по СН РК EN 1991-1-7 (класс здания по последствиям разрушения), необходимость проведения анализа рисков (расчетов с учетом локального разрушения) может быть определена для конкретного объекта в техническом задании на проектирование, в зависимости от категории ответственности объекта.

ПРИМЕЧАНИЕ В национальном приложении для более высоких или более низких классов по последствиям разрушения допускается приводить рекомендации по соответствующим подходам к проектированию конструкций в виде непротиворечащей дополнительной информации.

3.5 [6.4.3.3, СН РК EN 1990]. Комбинации воздействий при аварийных расчетных ситуациях

3.5.1 [6.4.3.3(2)] Эффект воздействий при аварийных расчетных ситуациях может быть выражен следующим образом:

$$\sum_{j>1} G_{kj} \text{''+''} P \text{''+''} (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} \text{''+''} \sum_{j>1} \psi_{2,j} Q_{k,j}, \quad [6.11b]$$

ПРИМЕЧАНИЕ В соответствии с СН РК EN 1990, в зависимости от классов по последствиям разрушения (СС1, СС2 и СС3) и классов надежности (RC1, RC2 и RC3), в расчетную комбинацию воздействий при аварийных ситуациях [6.11b] вводятся значения коэффициентов воздействий K_{FI} (таблица В.3, Приложение В, СН РК EN 1990).

Соответствующие значения коэффициентов воздействий K_{FI} применяются совместно с частными коэффициентами $\psi_{1,1}$ и $\psi_{2,1}$.

3.5.2 [6.4.3.3(3)] Выбор между $\psi_{1,1} Q_{k,1}$ и $\psi_{2,1} Q_{k,1}$ зависит от рассматриваемой аварийной расчетной ситуации (удар, пожар или сохранение жизни людей после аварийного события или ситуации).

3.5.3 [6.4.3.3(4)] Комбинация воздействий для аварийных расчетных ситуаций должна содержать:

- явное аварийное воздействие A (пожар или удар);
- относиться к ситуации после аварийного воздействия ($A=0$).

Для пожароопасных ситуаций, помимо влияния температурного эффекта на свойства материалов, параметр A_d должен учитывать расчетное значение косвенных эффектов термического воздействия при пожаре.

3.6 [A1.3.2, СН РК EN 1990] Расчетные значения воздействий при аварийных расчетных ситуациях

3.6.1 [A1.3.2(1)] Коэффициент безопасности для предельных состояний по несущей способности для аварийных расчетных ситуаций (Формула [6.11b]) должен приниматься равным 1.

Значения коэффициентов ψ указаны в таблице 3.1 [A.1.3, СН РК EN 1990: 2002].

Таблица 3.1 [A.1.3 СН РК EN 1990: 2002] Расчетные значения воздействий для аварийных расчетных ситуаций

Расчетная ситуация	Постоянные воздействия		Доминирующее аварийное	Сопутствующие переменные воздействия**	
	неблагоприятные	благоприятные		основное (при наличии)	прочие
Аварийная* (Формула 6.11b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	A_d	$\psi_{1,1}$ или $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,1} Q_{k,i}$

4 [4] УДАР

4.1 [4.1] Область применения

4.1.1 [4.1(1)] Настоящий раздел распространяется на аварийные воздействия при следующих событиях:

- удары дорожных транспортных средств (за исключением столкновений с легкими конструкциями) (см. 4.3);
- удары вилочных погрузчиков (см. 4.4);
- удары железнодорожных транспортных средств (за исключением столкновений с легкими конструкциями) (см. 4.5);
- удары кораблей (см. 4.6);
- жесткое приземление вертолетов на покрытие (крышу) (см. 4.7).

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Аварийные воздействия на легкие конструкции (например, подмости, осветительные мачты, пешеходные мосты) допускается устанавливать в национальном приложении в виде непротиворечащей дополнительной информации.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Ударные нагрузки на бордюры и парапеты см. в EN 1991-2.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 В национальном приложении допускается в виде дополнительной информации устанавливать указания, касающиеся правил передачи ударных усилий на фундамент конструкции, см. EN 1990, 5.1.3 (4).

4.1.2 [4.1(2)P] Для следующих типов зданий необходимо принимать в расчет воздействия от ударов:

- здания, используемые для парковки автомобилей;
- здания, в которых допускается движение транспортных средств или вилочных погрузчиков;
- здания, граничащие с автодорожным или железнодорожным транспортным потоком.

4.1.3 [4.1(3)] При рассмотрении воздействий от ударов и обеспечиваемых защитных мер для мостов необходимо учитывать, среди прочего, вид транспорта, находящегося на и под мостом, а также последствия удара.

4.1.45 [4.1(4)P] Воздействия от ударов вертолетов следует учитывать для зданий с обозначенной посадочной платформой на покрытии.

4.2 [4.2] Определение воздействий

4.2.1 [4.2(1)] Воздействия от ударов должны быть определены динамическим анализом или представлены эквивалентным статическим усилием.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Усилия на граничащей поверхности между ударяющим объектом и конструкцией зависят от их взаимодействия.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Базисными переменными, применяемыми при анализе удара, являются скорость ударяющего объекта и распределение масс, деформационные свойства

и демпфирующие характеристики ударяющего объекта и конструкции. Может потребоваться также учет других факторов, таких как угол удара, конструкция ударяющего объекта и движение ударяющего объекта после столкновения.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Дополнительная информация содержится в приложении В [С].

4.2.2 [4.2(2)] Допускается условие, что всю энергию поглощает ударяющий объект.

ПРИМЕЧАНИЕ В общем случае это допущение приводит к консервативным результатам.

4.2.3 [4.2(3)] Для свойств материалов ударяющего объекта и конструкции следует применять нижние и верхние характеристические (нормативные) значения. При необходимости, следует учитывать скорость деформации.

4.2.4 [4.2(4)] В конструктивных расчетах воздействия от ударов могут быть представлены эквивалентными статическими усилиями, приводящими к эквивалентному эффекту в конструкции. Эту упрощенную модель допускается применять для проверки статического равновесия, проверки прочности и определения деформаций конструкции при ударе.

4.2.5 [4.2(5)] Для конструкций, которые в соответствии с проектом должны поглощать энергию удара за счет упругопластических деформаций отдельных элементов (т. е. мягкий удар), эквивалентные статические нагрузки допускается определять, учитывая как пластическую прочность, так и деформационный запас таких элементов.

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительные рекомендации см. в приложении В [С].

4.2.6 [4.2(6)] Для конструкций, в которых энергия в основном рассеивается ударяющим объектом (т. е. жесткий удар), динамические или эквивалентные статические усилия допускается определять согласно 4.3 – 4.7.

ПРИМЕЧАНИЕ Некоторая информация по применению при динамическом анализе расчетных значений для масс и скоростей сталкивающихся объектов содержится в приложении В [С]..

4.3 [4.3] Аварийные воздействия от ударов дорожных транспортных средств

4.3.1 [4.3.1] Удары по опорным частям сооружений

4.3.1.1 [4.3.1(1)] Необходимо указывать расчетные значения ударных воздействий на опорные части сооружений (например, колонны или стены мостов или зданий), расположенных вблизи дорог различных типов.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Расчетные значения для жесткого удара (см. 4.2(6)) от дорожного транспорта допускается устанавливать в национальном приложении. Ориентировочные расчетные значения эквивалентных статических ударных усилий содержатся в таблице

4.1. Решение о применяемом расчетном значении можно принимать в зависимости от последствий удара, вида и интенсивности движения и принятых защитных мер, см. EN 1991-2 и приложение В [С]. Рекомендации по анализу рисков содержатся в приложении Б [В].

Таблица 4.1 [4.1] — Ориентировочные расчетные значения эквивалентных статических усилий от соударения дорожного транспорта с опорными конструкциями сооружений над или вблизи проезжей части

Категория дороги	Усилие $F_{dx}^{a)}$, кН	Усилие $F_{dy}^{a)}$, кН
Автострады и основные дороги республиканского значения	1000	500
Проселочные дороги и дороги в сельской местности	750	375
Городские дороги	500	250
Дворовые территории и гаражи с движением: легковых автомобилей	50	25
грузовых автомобилей ^{b)}	150	75
^{a)} x — в направлении движения; y — перпендикулярно направлению движения.		
^{b)} Термин «грузовые автомобили» относится к автомобилям с весом брутто более 3,5 т.		

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В Национальном приложении допускается указывать ударное усилие в виде функциональной зависимости от расстояния s между конструктивным элементом и осью ближайшей полосы движения. Информация о влиянии расстояния s содержится в приложении В [С]..

ПРИМЕЧАНИЕ 3 В национальном приложении могут быть указаны типы или элементы конструкций, для которых удар транспортного средства можно не учитывать.

ПРИМЕЧАНИЕ 4 При рассмотрении столкновения транспортных средств с мостами следует учитывать положения EN 1991-2.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 Информация об аварийных воздействиях от транспорта на железнодорожных мостах содержится в бюллетене UIC 777.1R.

4.3.1.2 [4.3.1(2)] Должны быть определены правила применения усилий F_{dx} и F_{dy} .

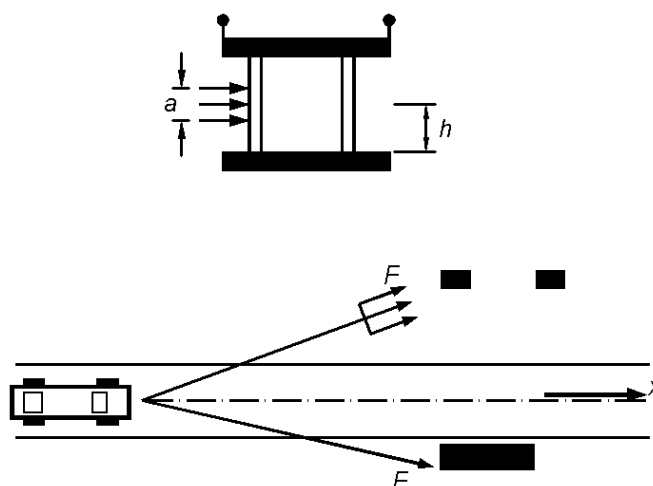
ПРИМЕЧАНИЕ Правила применения усилий F_{dx} и F_{dy} могут быть определены в национальном приложении или в рамках конкретного проекта. Усилия F_{dx} и F_{dy} не рекомендуется применять как одновременно действующие.

4.3.1.3 [4.3.1(3)] Необходимо определять площадь приложения усилия F при столкновении с опорными конструкциями.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном приложении допускается указывать условия удара транспортных средств. Рекомендуются следующие условия:

— усилие от удара F грузовых автомобилей допускается прикладывать на высоте h от 0,5 до 1,5 м от уровня проезжей части. При наличии защитных барьеров применяют более высокие значения. Рекомендуемая площадь приложения усилия определяется следующим образом: высота $a = 0,50$ м, ширина равняется ширине конструктивного элемента, но не более 1,5 м;

— усилие от удара F легковых автомобилей допускается прикладывать на высоте $h = 0,5$ м от уровня проезжей части. Рекомендуемая площадь приложения усилия определяется следующим образом: высота $a = 0,25$ м, ширина равняется ширине элемента, но не более 1,5 м (рисунок 4.1).



a — высота рекомендуемой площади приложения усилия: составляет 0,25 м (для легковых автомобилей) и 0,50 м (для грузовых автомобилей);

h — положение усилия от удара F , т. е. высота над уровнем проезжей части. Изменяется от 0,5 м (для легковых автомобилей) до 1,5 м (для грузовых автомобилей);

x — осевая линия полосы движения

Рисунок 4.1 [4.1] — Усилие от столкновения с опорными конструкциями мостов вблизи полосы движения и с опорными конструкциями зданий

Пример 1 (4.3.1)

Определить усилие от удара грузового автомобиля по опорной конструкции здания (колонна первого этажа), расположенного на расстоянии 5,0 м от полосы дорожного движения

Исходные данные:

Грузовой автомобиль, вес с грузом (брутто) 10500 кг

Категория дороги - городская дорога

Схема взаимного расположения объекта и проезжей части приведена на рисунке 1 (4.3.1)

Решение

Ориентировочное значение эквивалентного статического усилия при жестком ударе, в соответствии с Таблицей 4.1 [4.1, СН РК EN 1991-1-7:2006/2011] составляет:

- в направлении движения $F_{dx} = 500$ кН (50,0 т)
- перпендикулярно направлению движения $F_{dy} = 250$ кН (25,0 т).

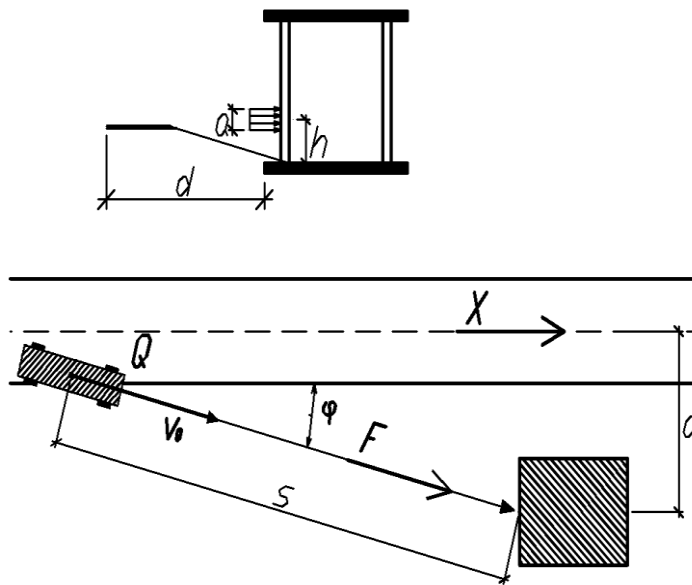
Приближенный динамический анализ, с применением упрощенной модели жесткого удара по В2.1 [С2.1] (Приложение В [С]).

Расчетное значение динамического ударного усилия F_0 , определяется по формуле (В.1 [С.1])

$$F = v_r \sqrt{km}, \quad (\text{В.1}) \quad ([\text{C1}])$$

и для случая жесткого удара, при массе автомобиля 30 000 кг и скорости $v_0 = 50$ км/ч (13,9 м/с) составляет 1300 кН (Таблица В.2 [С2]),

Поправка на массу автомобиля 10 500 кг и на скорость 40,0 км/ч.



К примеру 1 (4.3.1) Ударное воздействие от грузового автомобиля

В соответствии с формулой В.1 [С1],

$$F_0 = 1300 \frac{40}{50} \sqrt{\frac{k \cdot 10500}{k \cdot 30000}} = 615,3 \text{ кН}$$

Поправка на торможение (раздел В.3 [С3], Приложение В [С] и таблица В1 [С1])

$$F_d = F_0 \sqrt{1 - d/d_b} = 615,3 \sqrt{1 - 5/10,3} = 441,3 \text{ кН (44,1 т)},$$

где d_b – тормозной путь, $d_b = \left(\frac{v_0^2}{2a}\right) \sin \varphi = (11,1^2/2 \cdot 3) \cdot 0,5 = 10,30$ м.

- скорость транспортного средства, $v_0 = 40$ км/ч = 11,1 м/с (Таблица В1 [С1]),
- замедление (ускорение обратного знака) $a = 3,0$ м/с² (Таблица В2 [С2])
- $\sin \varphi = \sin 30^\circ = 0,5$ (φ – угол между полосой движения и курсом отклонившегося транспортного средства).

Поправка на уклон в сторону здания (в соответствии со схемой движения) – 1,6

Приближенное расчетное значение динамического усилия при жестком ударе

$$F_{dx} = 441,3 \cdot 1,6 = 706,0 \text{ кН (70,6 т)},$$

То же, в направлении перпендикулярном движению $F_{dy} = 353$ кН (35,3 т).

Для рассматриваемых исходных данных усилие при жестком ударе, полученное по приближенному динамическому анализу и ориентировочное значение эквивалентного статического усилия (таблица 4.1) различаются на 40%.

Действие усилий F_{dx} и F_{dy} рассматривается отдельно.

Усилие от удара F грузового автомобиля прикладывается на высоте $h = 1,0$ м от уровня проезжей части. Площадь приложения усилия: высота 0,5 м, ширина равна ширине конструктивного элемента.

4.3.2 [4.3.2] Удары по верхним частям сооружений

4.3.2.1 [4.3.2(1)] Необходимо определять расчетные значения ударных воздействий от грузовых автомобилей и/или от их грузов на конструкции верхних частей сооружений, кроме случаев, когда обеспечена достаточная высота проезда или приняты соответствующие защитные меры, для того чтобы избежать удара.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Расчетные значения ударных воздействий совместно со значениями достаточной высоты проезда и соответствующими защитными мерами по предотвращению ударов допускается устанавливать в Национальном приложении. Рекомендованное значение достаточной высоты проезда, не учитывая будущую замену дорожного покрытия под мостом, составляет от 5,0 до 6,0 м. Ориентировочные значения эквивалентных статических усилий указаны в таблице 4.2.

Таблица 4.2 [4.2] Ориентировочные значения эквивалентных статических ударных усилий на верхние части сооружений

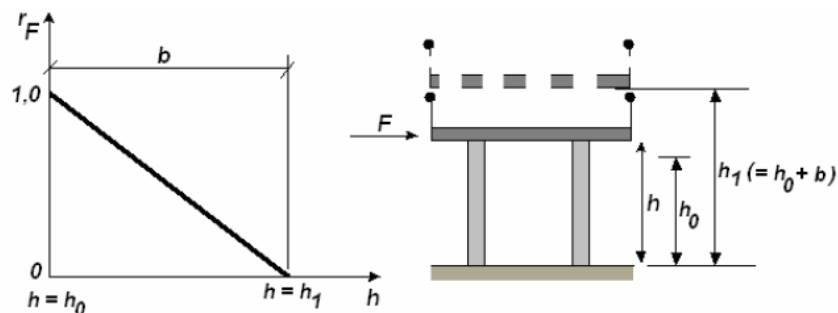
Категория дороги	Эквивалентное статическое усилие $F_{dx}^{a)}$, кН
Автострады и основные дороги республиканского значения	500
Проселочные дороги и дороги в сельской местности	375
Городские дороги	250
Дворовые территории и гаражи	75
a) x — в направлении движения.	

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Решение о применяемом расчетном значении можно принимать в зависимости от последствий удара, вида и интенсивности движения, а также в зависимости от обеспеченных защитных и превентивных мер.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Проектные ударные нагрузки на вертикальные поверхности идентичны ударным усилиям, приведенным в таблице 4.2. При $h_0 \leq h \leq h_1$ значения ударных усилий можно умножать на понижающий коэффициент r_F . Значения r_F , h_0 и h_1 допускается устанавливать в национальном приложении.

Рекомендуемые значения r_F , h_0 и h_1 указаны на Рисунке 4.2 [4.2].

ПРИМЕЧАНИЕ 4 Допускается учитывать ударные нагрузки с уклоном вверх на нижние поверхности мостового настила. В национальном приложении могут быть указаны условия удара. Рекомендательный угол уклона вверх составляет 10° , рисунок 4.3.



h — физическое расстояние в свету между поверхностью дорожного полотна и нижней кромкой мостового настила;

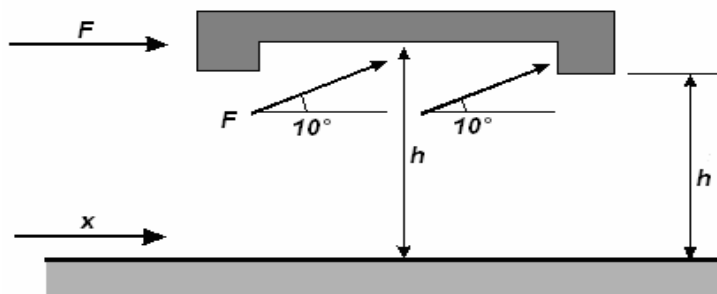
h_0 — минимальное расстояние в свету между поверхностью дорожного полотна и нижней кромкой мостового настила, ниже которого удар на верхнюю часть строения должен полностью приниматься в расчет. Рекомендуемое значение $h_0 = 5$ м;

h_1 — значение расстояния в свету между поверхностью дорожного полотна и нижней кромкой мостового настила, выше которого ударное усилие F можно не учитывать. Рекомендуемое значение $h_1 = 6$ м (плюс запас на будущую замену дорожного покрытия под мостом, вертикальные перепады и прогиб моста); b — разность высот между h_1 и h_0 , т. е. $b = h_1 - h_0$. Рекомендуемое значение для b составляет 1,0 м. Применение понижающего коэффициента к F допускается при значениях b от 0 до 1 м, т. е. между h_0 и h_1

Рисунок 4.2 [4.2] — Рекомендуемые значения понижающего коэффициента r_F для ударных усилий на горизонтальные конструктивные элементы над проезжей частью, в зависимости от высоты проезда h

ПРИМЕЧАНИЕ 5 При определении высоты h следует учитывать возможные будущие изменения в меньшую сторону, например, за счет замены дорожного покрытия под мостом.

4.3.2.2 [4.3.2(2)] При необходимости следует также учитывать ударные усилия F_{dy} перпендикулярно направлению движения.



x — направление движения;

h — расстояние между поверхностью дорожного полотна и облицовкой или конструктивным элементом на нижней поверхности моста

Рисунок 4.3 [4.3] — Ударное усилие на элементы верхних частей сооружения

ПРИМЕЧАНИЕ Применение F_{dy} может быть определено в национальном приложении или в конкретном проекте. F_{dy} не рекомендуется применять одновременно с F_{dx} .

4.3.2.3 [4.3.2(3)] Должна быть указана площадь приложения ударного усилия F к элементам верхней части сооружения.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном приложении могут быть определены размеры и положение площади удара (ударной поверхности). В качестве ударной поверхности рекомендуется применять квадрат с длиной стороны 0,25 м.

4.4 [4.4] Аварийные воздействия от ударов вилочных погрузчиков

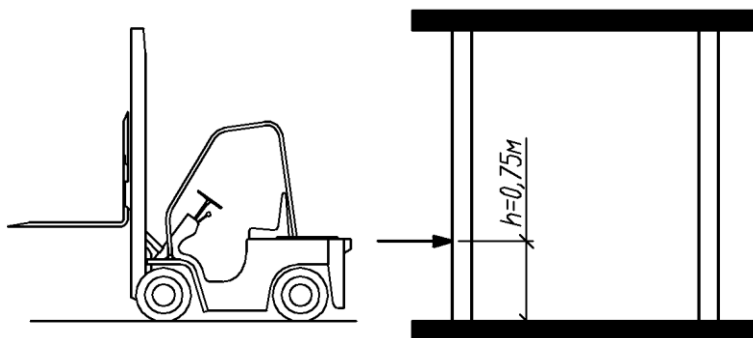
4.4.1 [4.4(1)] Расчетные значения аварийных воздействий от удара вилочных погрузчиков устанавливают с учетом динамических характеристик вилочного погрузчика и конструкции. Реакция конструкции может допускать нелинейные деформации. Вместо выполнения динамического расчета допускается использовать эквивалентные статические усилия F .

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном приложении допускается устанавливать расчетное значение эквивалентного статического усилия F . Значение F рекомендуется определять с применением точных расчетов мягкого удара согласно В.2.2 [С.2.2] (приложение В [С]). В качестве альтернативы рекомендуется применять значение $F = 5W$, где W — сумма веса нетто и грузоподъемной способности погрузчика (см. EN 1991-1-1, таблица 6.5); нагрузка приложена на высоте 0,75 м от пола. В некоторых случаях допускается применять более высокие или более низкие значения.

Пример 2 (4.4)

Определить расчетное значение эквивалентного статического усилия F от удара вилочного погрузчика по колонне складского помещения.

Класс вилочного погрузчика FL2 (см. Таблицу Е.1, Приложение Е), собственный вес 31 кН (3,1 т), поднимаемый груз 15 кН (1,5 т).



К примеру 2 (4.4) □ Ударное воздействие от вилочного погрузчика

Решение 1 (приближенный расчет)

Значение эквивалентного статического усилия $F = 5W = 5(31+15)=230$ кН (23 т).

где W — сумма веса нетто и веса поднимаемого груза.

Усилие F приложено на расстоянии 0,75 м от уровня пола.

Решение 2 (приближенный динамический анализ), согласно приложения В [С]).

При жестком ударе принимается условие, что конструкция является жесткой и неподвижной, а ударяющий объект во время удара деформируется линейно.

Максимальное динамическое усилие взаимодействия, по формуле В.1 [С.1]

$$F = v_r \sqrt{km}; \quad (B.1) ([C.1])$$

где v_r — скорость объекта при ударе, $v_r = 5$ км/ч (1,4 м/с);

k — эквивалентная упругая жесткость ударяющего объекта (т. е. отношение усилия

F к общей деформации), $k=2,53 \cdot 10^3$ кН/м;

m — масса ударяющего объекта, $m=(31+15)/9,81=4,70$ кН·с²/м.

Значение k получено из следующих вычислений:

Площадь поперечного сечения ударяющего объекта (противовес вилочного погрузчика) $A=a \cdot b$;

По таблице Е.1 (Приложение Е) для рассматриваемого класса вилочного погрузчика $b=1,10$ м; L - длина ударяющего объекта. $L=3,0$ м;

Массовая плотность ударяющего объекта, $\rho = 40$ кН/м³.

Из формулы веса вилочного погрузчика $W = \rho \cdot a \cdot b \cdot L$,

высота ударяющего объекта $a = \frac{46}{40 \cdot 1,1 \cdot 3,0} = 0,35$ м,

и площадь поперечного сечения $A=0,35 \cdot 1,10=0,38$ м².

Эквивалентная упругая жесткость (по формуле В.3 [С.3], Приложение В [С]),

$k = EA/L$; при $E=2 \cdot 10^4$ МПа, $k = \frac{2 \cdot 10^4}{3,0} \cdot 0,38 = 2,53 \cdot 10^3$ кН/м;

Максимальное динамическое усилие взаимодействия,

$$F = v_r \sqrt{km} = 1,4 \sqrt{2,53 \cdot 10^3 \cdot 4,70} = 152,6 \text{ кН (15,3 т)}$$

Динамический эффект (динамическая реакция конструкции) определяется из условия упругой реакции, при значении динамического коэффициента $\phi_{dyn} = 2,0$.

Тогда эквивалентное статическое усилие на колонну

$$F_{cm}=152,6 \cdot 2=305,2 \text{ кН (30,5 т)}.$$

Для рассматриваемых исходных данных усилие при жестком ударе по приближенному динамическому анализу и ориентировочное значение эквивалентного статического усилия ($F = 5W$) различаются на 33%.

4.5 [4.5] Аварийные воздействия, вызванные схождением с рельсов рельсовых транспортных средств под конструкциями или вблизи конструкций

4.5 [4.5(1)] Необходимо определять аварийные воздействия от рельсового транспорта.

ПРИМЕЧАНИЕ В Национальном приложении допускается указывать типы рельсового транспорта, на которые распространяются правила, установленные в настоящем разделе.

4.5.1 [4.5.1] Конструкции рядом или над рельсовыми путями

4.5.1.1 [4.5.1.1] Общие положения

4.5.1.1.1 [4.5.1.1(1)] Должны быть определены расчетные значения ударных нагрузок на опорные конструкции (например, опоры или колонны) при сходе с рельсов поездов, маневрирующих под сооружениями или рядом с ними, см. [4.5.1.2].

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Расчетные значения ударных нагрузок и дополнительные предупредительные или защитные меры для снижения эффектов аварийного воздействия от удара по опорным конструкциям выбираются в конкретном проекте, в зависимости от класса конструкций.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 [1] Нагрузки от схода с рельсов на мостах установлены в СН РК EN 1991-2.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 [2] Дополнительная информация по аварийным воздействиям от рельсового транспорта содержится в бюллетене UIC 777-2.

4.5.1.2 [4.5.1.2] Классификация конструкций

4.5.1.2.1 [4.5.1.2(1)] Конструкции, подвергаемые ударным нагрузкам при сходе с рельсов рельсового транспорта, классифицируют в соответствии с таблицей 4.3 [4.3] .

Таблица 4.3 [4.3] Классификация конструкций, подвергаемых ударным нагрузкам при сходе с рельсов рельсового транспорта

Класс А	Конструкции, расположенные над рельсовыми путями или рядом с ними, предназначенные для постоянного пребывания людей или служащие местами временных собраний людей, а также многоэтажные сооружения
Класс В	Массивные конструкции над рельсовыми путями или рядом с ними, такие как мосты с движением автотранспорта или одноэтажные здания, не предназначенные для длительного пребывания людей и не служащие местами временных собраний людей

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Конструкции, относимые к классу А или В, допускается устанавливать в национальном приложении или в рамках конкретного проекта.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В национальное приложение допускается также включать дополнительные сведения по классификации временных конструкций, таких как временные пешеходные мосты или подобные конструкции общественного назначения, а также вспомогательные конструкции, используемые при выполнении строительных работ, см. EN 1991-1-6.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Дополнительная информация и обоснование классификации, указанной в таблице 4.3, содержится в документах UIC.

4.5.1.3 [4.5.1.3] Аварийные расчетные ситуации относительно классов конструкций

4.5.1.3.1 [4.5.1.3(1)] Ситуации, включающие сход транспорта с рельсов под конструкциями или при приближении к конструкциям класса А или В, относят к аварийным расчетным ситуациям согласно EN 1990, 3.2.

4.5.1.3.2 [4.5.1.3(2)] Удар по верхней части сооружения (настил моста) при сходе с рельсов рельсового транспорта под конструкциями или при приближении к конструкциям в общем случае допускается не учитывать.

4.5.1.4 [4.5.1.4] Конструкции класса А

4.5.1.4.1 [4.5.1.4(1)] Для конструкций класса А, расположенных в местах, где максимальная скорость рельсового транспорта не превышает 120 км/ч, необходимо устанавливать расчетные значения эквивалентных статических усилий от удара по опорным конструктивным элементам (например, колонны, стены).

ПРИМЕЧАНИЕ Эквивалентные статические усилия и их идентификацию допускается указывать в Национальном приложении.

Ориентировочные значения указаны в таблице 4.4.

Таблица 4.4 [4.4] — Ориентировочные расчетные значения горизонтальных эквивалентных статических усилий от удара для конструкций класса А, расположенных над или рядом с рельсовыми путями

Расстояние d между конструктивным элементом и осью ближайшего рельсового пути, м	Усилие $F_{dx}^{a)}$, кН	Усилие $F_{dy}^{a)}$, кН
Конструктивные элементы $d < 3$ м	Необходимо устанавливать в рамках конкретного проекта. Дополнительная информация — см. приложение Б [В]	Необходимо устанавливать в рамках конкретного проекта. Дополнительная информация — см. приложение Б [В]
Сплошные стены и подобные конструкции: $3 \text{ м} \leq d \leq 5 \text{ м}$ $d > 5 \text{ м}$	4000 0	1500 0
^{a)} x — в направлении движения; y — перпендикулярно направлению движения.		

4.5.1.4.2 [4.5.1.4(2)] В случаях, когда опорные конструкции защищены сплошными цоколями или платформами, ударные усилия допускается снижать.

ПРИМЕЧАНИЕ Правила снижения допускается устанавливать в национальном приложении.

4.5.1.4.3 [4.5.1.4(3)] Усилия F_{dx} и F_{dy} должны быть приложены на установленной высоте над уровнем рельсов, см. таблицу 4.4. Усилия F_{dx} и F_{dy} необходимо учитывать в расчетах отдельно.

ПРИМЕЧАНИЕ Высоту точки приложения усилий F_{dx} и F_{dy} над уровнем рельсов допускается устанавливать в национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет 1,8 м.

4.5.1.4. [4.5.1.4(4)] Если максимальная скорость рельсового транспорта в месте расположения конструкции не превышает 50 км/ч, то значения усилий из таблицы 4.4 допускается снижать.

ПРИМЕЧАНИЕ Правила снижения допускается устанавливать в национальном приложении. Рекомендуемое снижение составляет 50 %. Дополнительная информация содержится в бюллетене UIC 777-2.

4.5.1.4.5 [4.5.1.4(5)] При максимальной разрешенной скорости рельсового транспорта в месте расположения конструкции свыше 120 км/ч расчетные значения горизонтальных эквивалентных статических усилий F_{dx} и F_{dy} определяют с учетом дополнительных предупредительных и (или) защитных мер, предполагая, что конструкция относится к классу по последствиям разрушения ССЗ, см. 3.4 [(1)].

ПРИМЕЧАНИЕ — Значения F_{dx} и F_{dy} с учетом дополнительных предупредительных и (или) защитных мер допускается устанавливать в Национальном приложении или в рамках конкретного проекта.

4.5.1.5 [4.5.1.5] Конструкции класса В

4.5.1.5.1 [(1)] Для конструкций класса В устанавливают специальные требования.

ПРИМЕЧАНИЕ Требования допускается указывать в Национальном приложении или определять в рамках конкретного проекта. Каждое требование может быть основано на результатах оценки рисков. Информация об учитываемых факторах и осуществляемых мерах содержится в приложении В.

4.5.2 [4.5.2] Конструкции, расположенные за тупиковыми рельсовыми путями

4.5.2.1 [4.5.2(1)] Переезд тупикового рельсового пути (например, на конечных станциях) учитывают согласно EN 1990 как аварийную расчетную ситуацию, если конструкция или ее опора находится непосредственно за тупиковым рельсовым путем.

ПРИМЕЧАНИЕ Зону за тупиковым рельсовым путем, которую необходимо учитывать, допускается указывать в Национальном приложении или в рамках конкретного проекта.

4.5.2.2 [4.5.2(2)] Меры по ограничению риска должны распространяться на зону за тупиковым рельсовым путем и сокращать вероятность его переезда.

4.5.2.3 [4.5.2(3)] Опорные конструктивные элементы не должны располагаться в зоне непосредственно за тупиковым рельсовым путем.

4.5.2.4 [4.5.2(4)] Если необходимо разместить опорные конструктивные элементы вблизи тупика рельсового пути, кроме буферного упора следует предусмотреть также торцевую защитную стену непосредственно за тупиком. Следует указывать значения эквивалентных статических усилий от удара в защитную стену.

ПРИМЕЧАНИЕ Специальные меры и альтернативные расчетные значения эквивалентных статических ударных усилий допускается указывать в Национальном приложении или в рамках конкретного проекта. Рекомендуемым значением эквивалентного статического усилия от удара в защитную стену является $F_{dx} = 5000$ кН — для пассажирских поездов и $F_{dx} = 10\,000$ кН — для грузовых поездов. Рекомендуется прикладывать эти усилия горизонтально на высоте 1,0 м над уровнем рельсов.

4.6 [4.6] Аварийные воздействия от ударов судов

4.6.1 [4.6.1] Общие положения

4.6.1.1 [4.6.1(1)] Аварийные воздействия от ударов судов необходимо определять с учетом следующих условий:

- тип водного пути;
- уровень воды и условия течения;
- тип и водоизмещение (осадка) судна, а также его ударные характеристики;
- тип конструкции и характеристика рассеяния энергии.

4.6.1.2 [4.6.1(2)] Типы судов на внутренних водных путях, которые следует учитывать в случаях столкновения с конструкциями, классифицируют по системе СЕМТ.

ПРИМЕЧАНИЕ Система классификации СЕМТ указана в таблице В.3 [С.3] (приложение В [С]).

4.6.1.3 [4.6.1(3)] Следует определять ударные характеристики судов на морских водных путях, которые необходимо принимать в расчет в случаях столкновения с конструкциями.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Классификацию судов на морских водных путях допускается устанавливать в национальном приложении. Ориентировочная классификация для таких судов содержится в таблице В.4 [С.4] (приложение В [С]).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Информация по вероятностному моделированию столкновений с судами содержится в приложении Б [В].

4.6.1.4 [4.6.1(4)] При определении расчетных значений воздействий при ударе судна точными методами следует учитывать добавочную гидродинамическую массу.

4.6.1.5 [4.6.1(5)] Воздействия при ударе следует представлять в виде двух взаимоисключающих нагрузок:

- лобовое усилие F_{dx} ;
- боковое усилие с составляющей F_{dy} , действующей перпендикулярно лобовому усилию F_{dx} , и фрикционной составляющей F_R , действующей параллельно F_{dx} .

4.6.1.6 [(6)] Конструкции, которые по проекту должны воспринимать удары судов (например, причальные стенки и причальные сваи), не относятся к области применения данной части СН РК EN 1991.

4.6.2 [4.6.2] Удары речного транспорта

4.6.2.1 [4.6.2(1)] При необходимости устанавливают лобовые и боковые расчетные динамические усилия от речных судов.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения лобовых и боковых динамических усилий допускается указывать в Национальном приложении или в рамках конкретного проекта. Ориентировочные значения для ряда стандартных параметров судов и стандартных расчетных ситуаций, включая эффекты от добавочной динамической массы, а также для судов с другой массой, содержатся в таблице В [С.3] (приложение В [С]).

4.6.2.2 [4.6.2(2)] Силу трения при ударе F_R , действующую одновременно с боковым ударным усилием F_{dy} , определяют по формуле (4.1)

$$F_R = \mu F_{dy}, \quad (4.1)$$

где μ — коэффициент трения.

ПРИМЕЧАНИЕ Коэффициент трения μ допускается указывать в национальном приложении. Рекомендуемое значение $\mu = 0,4$.

4.6.2.3[(3)] Ударные усилия следует прикладывать в зависимости от осадки судна (с грузом или без груза) на определенной высоте относительно максимально пригодного для плавания уровня воды. Следует определять высоту и площадь приложения ударного усилия bh .

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Высоту и площадь приложения ударного усилия bh допускается определять в Национальном приложении или в рамках конкретного проекта. При отсутствии точных данных усилие допускается прикладывать на высоте 1,5 м от уровня воды. Допускается площадь приложения ударного усилия bh при $b = b_{\text{pier}}$ и $h = 0,5$ м — для лобового удара и площадь bh при $b = 1,0$ м и $h = 0,5$ м — для бокового удара.

При этом b_{pier} — ширина препятствия на водном пути, например ширина опоры моста.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При определенных условиях допускается учитывать, что судно приподнимается над пятой или фундаментным блоком перед столкновением с опорой.

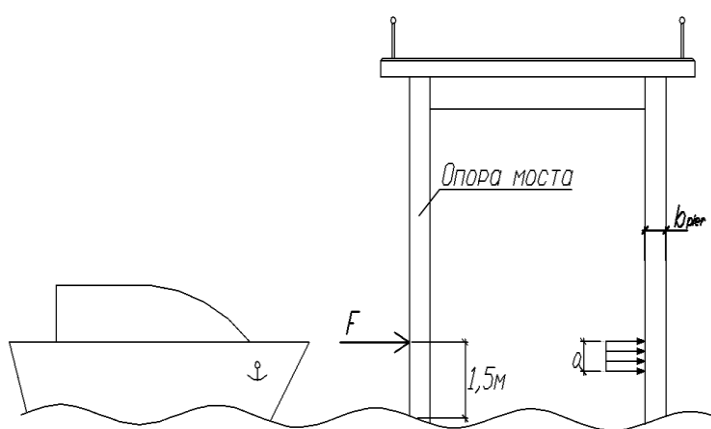
4.6.2.4 [4.6.2(4)] При необходимости рассчитывают настил моста на восприятие эквивалентного статического усилия от столкновения с судном, действующим перпендикулярно продольной оси моста.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение эквивалентного статического усилия допускается указывать в национальном приложении или в рамках конкретного проекта. Ориентировочное значение составляет 1 МН.

Пример 3 (4.6.2)

Определить усилие эквивалентного статического удара речного судна об опору моста

Исходные данные: судно класса I (класс СЕМТ¹), длина 40,0 м, масса 320,0 т².



К примеру 3 (4.6.2). Ударное воздействие от речного судна на опору моста

Ориентировочные значения динамических (эквивалентных статических) усилий при ударе речных судов различных классов приведены в таблице В.3[С.3] (приложение В [С]). Указанные значения усилий базируются на исследованиях, учитывающих ожидаемые ситуации (условия) для всех классов водных путей и влияние гидродинамической массы.

Для рассматриваемого случая, ориентировочные значения динамических усилий F_{dx} , кН, (по направлению движения судна) и F_{dy} , кН (поперек направления движения) составляют соответственно 2000 и 1000 кН.

Сила трения при ударе F_R , действующая одновременно с боковым ударным усилием, F_{dy} , по формуле (4.1) составляет $F_R = \mu F_{dy} = 0,4 \cdot 1000 = 400$ кН (40,0 т).

Высоту и площадь приложения ударного усилия (уточняются в конкретном проекте) принимаем, в соответствии с рекомендациями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и Национальным приложением: усилия прикладываются на высоте 1,5 м от уровня воды;

¹ European Conference of Ministers of Transport (Европейская конференция министров транспорта), рекомендации по классификации от 19 июня 1992 г., приняты Советом ЕС 29 октября 1993

² Масса m , т, (1 т = 1000 кг) учитывает общую массу судна, включающую массу конструкции судна, груза и топлива. Ее называют также тоннажем, весовым водоизмещением.

Площадь приложения ударного усилия $bh = b_{\text{pier}} \times 0,5$ м — для лобового удара и площадь $bh = 1,0 \times 0,5$ м — для бокового удара,

где b_{pier} - ширина препятствия на водном пути, например ширина опоры моста.

4.6.3 [4.6.3] Удары морских судов

4.6.3.1 [4.6.3(1)] Необходимо устанавливать лобовые расчетные эквивалентные статические ударные усилия от морских судов.

ПРИМЕЧАНИЕ Числовое значение лобовых и боковых динамических ударных усилий допускается указывать в национальном приложении или в рамках индивидуального проекта. Ориентировочные значения указаны в таблице В.4 [С.4] (приложение В [С]). Допускается интерполяция этих значений. Значения распространяются на типовые водные морские пути, за пределами этой зоны допускается их уменьшение. Для малых судов усилия допускается определять в соответствии с В.4 [С.4] (приложение В [С.4]).

4.6.3.2 [4.6.3(2)] При необходимости следует рассматривать удар носовой частью, кормой и бортом. Удар носовой частью учитывают в направлении основного движения с максимальным угловым отклонением 30° .

4.6.3.3 [4.6.3(3)] Силу трения F_R , действующую одновременно с боковым ударом, определяют по формуле (4.2)

$$F_R = \mu F_{dy}, \quad (4.2)$$

где μ — коэффициент трения.

ПРИМЕЧАНИЕ Коэффициент трения μ допускается указывать в национальном приложении. Рекомендуемое значение $\mu = 0,4$.

4.6.3.4 [4.6.3(4)] Положение и площадь, к которой прикладывают ударное усилие, зависят от геометрии сооружения, размера и геометрии судна (например, наличие или отсутствие выпуклостей), осадки судна и особенностей балансировки, а также приливов и отливов. Вертикальный диапазон для положения точки удара определяют исходя из самых неблагоприятных условий движения судов.

ПРИМЕЧАНИЕ Зону удара допускается устанавливать в Национальном приложении. Рекомендуется определять площадь удара следующим образом: $0,05l$ в высоту, $0,1l$ в ширину (l — длина судна). Положение точки удара следует указывать в границах от $0,05l$ ниже расчетного уровня воды до $0,05l$ выше расчетного уровня воды (Рисунок 4.4).

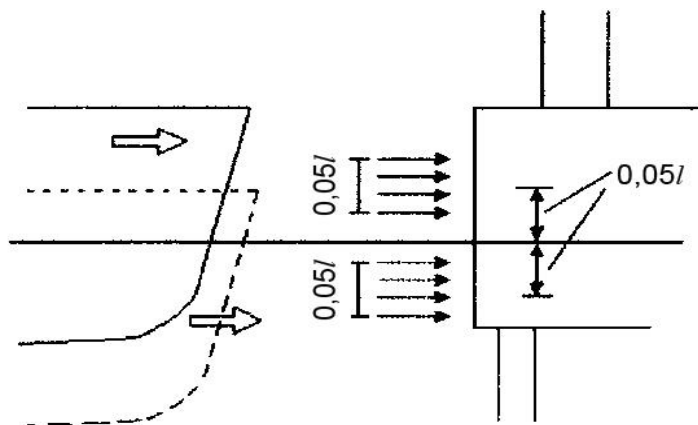


Рисунок 4.4 [4.4] — Ориентировочные поверхности удара морских судов

4.6.3.5 [4.6.3(5)] Усилия на верхние части сооружений устанавливают с учетом высоты конструкции и типа судна. Как правило, усилия на пролетные строения мостов будут ограничиваться пределом текучести верхних конструкций судна.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Ударное усилие допускается указывать в Национальном приложении или в рамках конкретного проекта. Ориентировочное значение составляет от 5 % до 10 % усилия от удара носовой частью.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В случаях, когда вероятен удар только лишь мачты по верхним частям сооружения, ориентировочное расчетное усилие составляет 1 МН.

4.7 [4.7] Аварийные воздействия от ударов вертолетов

4.7.1 [4.7(1)] В зданиях с обозначенными посадочными вертолетными площадками на покрытии следует предусмотреть воздействие от аварийной посадки. Расчетная вертикальная эквивалентная статическая сила F_d определяется по формуле (4.3)

$$F_d = C\sqrt{m}, \quad (4.3)$$

где $C = 3 \text{ кН} \cdot \text{кг}^{-0,5}$;

m — масса вертолета, кг.

4.7.2 [4.7(2)] Силу от удара следует рассматривать, как действующую в любой точке посадочной площадки и на покрытии в зоне до 7 м от границы посадочной площадки. Площадь приложения удара должна составлять 2×2 м.

Пример 4 (4.7)

Определить силу удара санитарного вертолета «Ансат» на покрытие (посадочную площадку) здания медицинского Центра при аварийной посадке

Исходные данные:

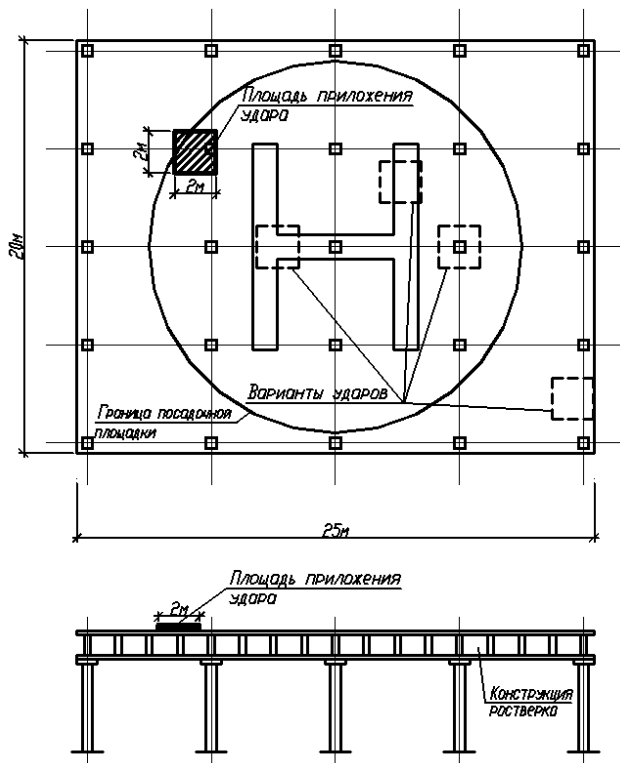
Масса вертолета (взлетная), 3300 кг.

Размеры участка покрытия, для которого рассматривается действие аварийной нагрузки (А+7,0 м)×(В+7,0 м), где А и В – размеры посадочной площадки.

При $A=25,0$ м и $B=20,0$ м, размеры участка покрытия, где действует аварийная нагрузка $32,0 \times 27,0$ м.

Площадь приложения удара $2,0 \times 2,0$ м.

Динамический коэффициент $C=3 \text{ кН} \cdot \text{кг}^{-0,5}$.



К примеру 4 (4.7) Ударное воздействие при аварийной посадке вертолета

Решение

По формуле (4.3) получим $F_d = C\sqrt{m} = 3\sqrt{3300} = 172 \text{ кН}$, что соответствует интенсивности распределенной нагрузки $f_d = 172/4 = 43,0 \text{ кН/м}^2$ ($4,3 \text{ т/м}^2$).

Рассматриваемая аварийная (эквивалентная статическая) нагрузка должна быть воспринята конструкциями покрытия, включающими верхний (венчающий) ростверк, в виде перекрестной пространственной системы.

5 ВЗРЫВЫ ВНУТРИ ПОМЕЩЕНИЙ

5.1 Термины, определения и обозначения

5.1.1 Термины и определения

Основные термины и определения следует принять по [1.5(1)]:

5.1.1.1[1.5.1] **Скорость сгорания** (burning velocity): Скорость распространения пламени относительно скорости несгоревшей пыли, газа или испарений, движущихся впереди пламени.

5.1.1.2[1.5.3] **Дефлаграция** (deflagration): Распространение зоны горения со скоростью, меньшей скорости звука в непрореагировавшей среде.

5.1.1.3[1.5.4] **Детонация** (detonation): Распространение зоны горения со скоростью, превышающей скорость звука в непрореагировавшей среде.

5.1.1.4[1.5.7] **Скорость распространения пламени** (flame speed): Скорость распространения фронта пламени относительно неподвижной исходной точки.

5.1.1.5[1.5.8] **Граница воспламенения** (flammable limit): Минимальная или максимальная концентрация горючего материала в однородной смеси с газообразным окислителем, распространяющим горение.

Дополнения и изменения к терминам и определениям, принятым в [1.5(1)]:

5.1.1.6 **Предохранительная конструкция, устройство сброса давления** (venting panel): Неконструктивные элементы с ограниченным сопротивлением в *замкнутой конструкции* [enclosure] (стенное ограждение, перекрытие, потолок), которая предусматривается для сброса давления, развивающегося при *дефлаграции*, с целью уменьшения давления на конструктивные элементы сооружения (См. Пункт [1.5.17]).

ПРИМЕЧАНИЕ Предохранительные конструкции могут быть легко сбрасываемыми, легко разрушающимися и легко открываемыми (см. Пункт 5.3.4.2).

5.1.1.7 **Замкнутая конструкция** (enclosure): – сооружение, имеющее внутреннее пространство (полость), образованное ограждением (стенами, перекрытиями и т.п.); например: помещение внутри здания, силос, бункер, резервуар и т.п.

5.1.1.8 **Взрывоопасная смесь**: Смесь воздуха или окислителя с горючими газами, парами легковоспламеняющихся жидкостей, горючими пылями или волокнами, которая при определенной концентрации и возникновении источника инициирования взрыва способна взорваться.

5.1.1.9 **Взрывоопасная концентрация пыли**: такая концентрация, при которой расстояние поглощения и/или рассеяния света в облаке составляет примерно 0,2 м; такие облака, как правило, непрозрачны, и концентрация пыли в них выше безопасной для человека.

5.1.1.10 **Сценарий аварии**: модель последовательности событий с определенной зоной воздействия опасных факторов взрыва на людей, здания, сооружения и технологическое оборудование.

5.1.2 Условные и буквенные обозначения

5.1.2.1 Прописные буквы латинского алфавита

Обозначения прописными буквами латинского алфавита следует принять по [1.6(1)]:

K_G — индекс дефлаграции облака газа;

K_{St} — индекс дефлаграции облака пыли;

5.1.2.2 Строчные буквы латинского алфавита

Обозначения строчными буквами латинского алфавита следует по [1.6(1)] с учетом следующего примечания и дополнений.

ПРИМЕЧАНИЕ В оригинальном тексте EN 1991-1-7:2006 в разделе «1.6 Symbols» (и, соответственно, в СН РК EN 1991-1-7:2006/2011 в разделе 1.6 «Условные и буквенные обозначения») для обозначения давлений использованы прописные буквы, хотя в дальнейшем тексте – строчные. Учитывая, что в других частях системы документов СН РК EN для обозначения давлений применены строчные буквы, здесь внесены изменения.

p_{max} – максимальное давление, достигаемое при дефлаграции оптимальной смеси;

p_{red} – пониженное давление, достигаемое при дефлаграции в замкнутой конструкции с предохранительными конструкциями (устройствами сброса давления);

p_{stat} – статическое давление, которое активизирует предохранительные конструкции (устройства сброса давления) при медленном возрастании давления.

Дополнения:

p_{ϕ} – избыточное давление в волне сжатия при дефлаграционном взрыве;

Δp_{ϕ} – избыточное давление в ударной волне при детонационном взрыве;

p_a – атмосферное давление;

$p_{red,max}$ – ожидаемое максимально пониженное давление в замкнутой конструкции с предохранительными конструкциями (устройствами сброса давления);

p_{bem} – давление, соответствующее расчетной прочности конструкции;

p_d – эквивалентное статическое номинальное давление взрыва природного газа внутри помещений;

p_0 – пиковое давление при взрыве.

5.2 Область применения

5.2.1 В рамках настоящего Пособия взрывом называется кратковременный процесс физического или химического превращения веществ (газо-, пыле-, паровоздушных взрывоопасных смесей) с быстрым выделением большого количества энергии в ограниченном объеме, что сопровождается высокими температурами и высоким избыточным давлением (см. также Пункт [5.2(1), примечание 1]).

5.2.2 В настоящем Пособии, как и СН РК EN 1991-1-7:2006/2011 (см. Пункт [5.1(4)]), рассматриваются внутренние взрывы, когда источник взрыва расположен внутри здания или сооружения.

ПРИМЕЧАНИЕ В переводе, использованном для СН РК EN 1991-1-7:2006/2011, раздел 5 назван «Взрывы внутри помещения». В оригинальном тексте EN 1991-1-7:2006 раздел 5 имеет название «Internal explosions», что означает «Внутренние взрывы». Поэтому областью применения СН РК EN 1991-1-7:2006/2011 и Пособия к нему следует считать не только помещения зданий, но и все сооружения, в которых возможны взрывы (силосы, бункеры, резервуары и т.п.).

5.2.3 [5.1(1)P] Взрывы должны приниматься во внимание при проектировании всех частей зданий и других гражданских сооружений, где газ сжигается или подвергается регулировке, или где взрывоопасные вещества, такие как взрывоопасные газы или жидкости, образуют испарения, или газ хранится или транспортируется (например, химические сооружения, резервуары, бункеры, канализационные системы, квартиры с газовыми установками, трубопроводы, дорожные и железнодорожные туннели).

5.2.4 Следует также принимать во внимание возможность взрывов пыли, которая при смешивании с воздухом может образовывать взрывоопасные смеси (пылевоздушные облака).

Взрывоопасной концентрации пылевоздушные смеси могут достигать как внутри бункеров, трубопроводов и др. специального оборудования, так и при турбулизации (взвихрениях) отложений пыли вне оборудования (на полу, на конструкциях, на стенах).

5.2.5 В настоящем Пособии, как и СН РК EN 1991-1-7:2006/2011, не рассматриваются:

- взрывы взрывчатых веществ (см. Пункт [5.1(2)]); имеются ввиду твердые, порошкообразные, пластичные и жидкие конденсированные взрывчатые вещества, наиболее известными из которых является тротил, аммонит, динамит и т.п.; здания и сооружения для производства и хранения взрывчатых веществ и средств их инициирования проектируют по специальным нормам и правилам, утвержденным в установленном порядке;

- внешние (наружные) взрывы, когда источник взрыва расположен снаружи здания или сооружения;

- взрывы сосудов, работающих под давлением или оказавшихся под высоким давлением вследствие внешнего нагрева;

- многостадийные (вторичные, каскадные) взрывы (см. Пункт [5.1(3)]); при таких взрывах после начала взрыва горючая смесь начинает истекать во второе помещение через проем; происходит сильная турбулизация смеси, вызывающая резкое увеличение площади горения во втором помещении, в результате чего, если даже второе помещение сообщается с атмосферой, давление в нем оказывается в 2-3 раза выше, чем в первом.

ПРИМЕЧАНИЕ В Пособии не рассматриваются воздействия от многостадийных взрывов, но имеются рекомендации по принципам проектирования для уменьшения вероятности их возникновения или ограничения последствий (см., например, Подраздел 5.3).

Некоторая информация по защите связанных между собой замкнутых конструкций имеется в EN 14491.

5.2.6 В строительных сооружениях класса СС1 (см. [Раздел 3]) эффект взрыва не следует учитывать отдельно, достаточно расчета соединений и взаимодействия между элементами конструкций согласно СН РК EN 1992 – СН РК EN 1999. (см. Пункт [5.2(3)]).

5.2.7 [5.2(4)] В строительных сооружениях класса СС2 или СС3 ключевые конструктивные элементы следует проектировать на восприятие воздействий, выполняя расчеты с применением эквивалентных статических моделей нагрузок либо применяя предписанные расчетные и конструктивные правила. Кроме этого, для сооружений класса СС3, как правило, требуется производить динамический расчет.

5.2.8 Специальные конструктивные требования, изложенные в Пособии, распространяются только на здания и сооружения, прочность которых, будучи достаточной для восприятия обычных эксплуатационных нагрузок, может оказаться недостаточной для восприятия нагрузок от взрыва.

5.2.9 Настоящее Пособие, как и СН РК EN 1991-1-7:2006/2011 содержит лишь общие подходы и упрощенные методики расчета в ограниченном диапазоне параметров взрыва. Для учета всех факторов, влияющих на взрывные нагрузки, рекомендуется привлекать специалистов, работающих в области газодинамики и физики горения и взрыва.

5.3 Определение воздействий

5.3.1 Взрыв порождает комплекс воздействий, каждое из которых может в той или иной мере представлять опасность. Комплекс воздействий включает в себя и механические воздействия, и явления, связанные с тепловыделением.

Основными видами воздействий взрывов являются:

- а) максимальное избыточное давление;
- б) обрушающиеся конструкции зданий, оборудования, коммуникаций и их осколки;
- в) опасные факторы пожара (открытый огонь и искры, токсичные продукты горения, дым и т.д.);
- г) явления, связанные с колебаниями грунта, возникающими от взрыва.

5.3.2 В настоящем Пособии, как и СН РК EN 1991-1-7:2006/2011, в качестве основного воздействия взрыва рассматривается максимальное избыточное давление и связанные с ним виды давлений (пониженное, статическое и др.).

Другие факторы взрыва (например, перечисленные в Пункте 5.3.1, б, в, г) в настоящем Пособии не рассматриваются в качестве воздействий. Однако в Подразделе 5.4 для некоторых из них приведены рекомендации по принципам проектирования для уменьшения вероятности их возникновения или ограничения последствий.

5.3.3 Аварийные взрывы могут иметь дефлаграционный и детонационный характер.

5.3.3.1 Дефлаграционные взрывы (горение) в атмосфере с дозвуковой скоростью распространения пламени характеризуются тем, что фронт пламени является «проницаемым поршнем», создающим при движении впереди себя волну сжатия.

Избыточное давление $p_{\text{ф}}$ в волне сжатия постепенно увеличивается от фронта волны к фронту пламени. Максимальные значения избыточного давления и скоростного напора достигаются перед фронтом пламени, позади которого образуется огненный шар с высокой температурой излучения (1800÷2500°C).

Дефлаграционные взрывы создают волну сжатия, переходящую на дальних расстояниях в слабую ударную волну.

Дефлаграционное взрывное горение в полужамкнутом объеме (внутренний взрыв) характеризуется одинаковым давлением в каждой точке объема в данный момент времени (см. Пункт [5.3(4)]).

Дефлаграционные взрывы являются наиболее распространенными аварийными взрывами и по частоте возникновения значительно превосходят другие типы взрывов.

5.3.3.2 Детонационные взрывы в атмосфере характеризуются совместным движением ударной волны и химической зоны горения со сверхзвуковой скоростью или скоростью, близкой к скорости звука. В момент подхода ударной волны к препятствию давление скачком повышается от атмосферного p_a до значения $p_a + \Delta p_{\phi}^3$ во фронте волны, а затем постепенно убывает.

По прошествии некоторого времени от момента прихода ударной волны фаза сжатия переходит в фазу разряжения, но максимальное разряжение при этом не превышает $0,3\Delta p_{\phi}$. Одновременно с давлением в фазе сжатия возникает движение воздуха в направлении распространения волны (скоростной напор). В фазе разряжения воздух движется в обратном направлении.

Модель детонационного взрыва реализуется в основном при взрывах конденсированных взрывчатых веществ (здесь не рассматривается; см. Пункт 5.2.5) и, в ряде случаев, при подрыве смесей углеводородных газов с воздухом.

5.3.4 При определении воздействий от аварийных взрывов следует выполнить анализ взрывоопасности и разработать возможные сценарии аварии. При этом необходимо проанализировать возможность перехода дефлаграционного взрыва в детонационный.

5.3.5 Дефлаграционное взрывное горение может переходить в режим детонации в следующих случаях:

- а) при взрыве в открытом пространстве:
 - если детонация возбуждается взрывом специального детонатора (здесь не рассматривается; см. Пункт 5.2.5),
 - если детонация возбуждается газокислородной смесью и передается в окружающую газопаровоздушную смесь;

- б) при взрыве в туннелях, каналах, галереях, трубах и т.п. (далее – туннели):
 - если воспламенение происходит у закрытого торца туннеля, а другой конец открыт или туннель имеет очень большую протяженность; в туннелях с гладкими стенками (например, в трубах) дефлаграция переходит в детонацию на расстоянии, равном примерно 60 диаметрам туннеля; при наличии внутри туннелей турбулизаторов в виде различных гидравлических сопротивлений (конструкций для прокладки кабелей, выступов, решеток и т.п.) переход в детонацию происходит на расстояниях, в 5–10 раз меньше;

Если воспламенение происходит с открытого конца туннеля, перехода дефлаграционного взрыва в детонационный не происходит.

³ Обозначение Δp_{ϕ} применяется обычно для детонационных взрывов, для дефлаграционных взрывов принято p_{ϕ} .

5.3.6 [5.2(1), примечание 1] Давление, создаваемое при взрыве внутри помещения, зависит, главным образом, от:

- типа пыли, газа или пара;
- процентного содержания пыли, газа или пара в воздухе;
- равномерности смеси пыли, газа или пара и воздуха;
- источника возгорания;
- наличия препятствий в помещении;
- размера, формы и прочности ограждений;
- количества имеющихся проемов и клапанов для сброса давления.

5.3.7 [5.3(4)] Давление от взрыва должно приниматься эффективно действующим одновременно на все ограждающие поверхности закрытого помещения, внутри которого произошел взрыв.

5.3.8 Для определения давления допускается применять упрощенные методики, приведенные в Приложении Г (см. Пункт [5.2(4), примечание 1]).

В Приложении Г содержатся рекомендации по учету следующих видов взрывов (см. Пункт [5.3(1), примечание]):

- взрывы пыли в помещениях, резервуарах и бункерах;
- взрывы природного газа в помещениях;
- взрывы газа и паровоздушных смесей в автодорожных и железнодорожных туннелях.

Альтернативные методы вычисления давлений и площадей предохранительных конструкций при взрывах приведены в Приложении Д.

5.3.9 [5.2(4), примечание 2] Уточненные расчеты при действии взрывов могут включать один или более из следующих аспектов:

- расчеты давления взрыва с учетом влияния ограждений и предохранительных устройств⁴;
- динамические нелинейные конструктивные расчеты;
- вероятностные аспекты и анализ последствий;
- экономическая оптимизация защитных мер.

5.3.10 [5.2(1)] Давление от взрыва следует определять с учетом передачи реакций от неконструктивных элементов на конструктивные элементы.

5.3.11 При необходимости, следует учитывать реактивные силы, возникающие при срабатывании предохранительных устройств, а также деформации, к которым может привести воздействие этих сил.

При этом допускается использовать положения EN 14491.

5.3.12 [5.2(2)] Необходимо делать допущения на возможное наличие пыли, газа или испарений в различных внутренних помещениях или группах помещений по всему зданию. Следует учитывать вентилирующий эффект, различную геометрию помещений или групп помещений.

5.3.12.1 В случае обращения в помещении горючих газов, легковоспламеняющихся или горючих жидкостей, при определении массы взрывающегося вещества допускается

⁴ Некоторая информация по этой теме имеется в EN 14491.

учитывать работу аварийной вентиляции, если она обеспечена резервными вентиляторами с автоматическим пуском при превышении предельно допустимой взрывобезопасной концентрации, при условии расположения устройств для удаления воздуха из помещения в непосредственной близости от места возможной аварии.

5.3.12.2 Допускается учитывать постоянно работающую общеобменную вентиляцию, обеспечивающую концентрацию горючих газов и паров в помещении, не превышающую предельно допустимую взрывобезопасную концентрацию, рассчитанную для аварийной вентиляции. Указанная общеобменная вентиляция должна быть оборудована резервными вентиляторами, включающимися автоматически при остановке основных.

5.3.13 При необходимости определения давления за пределами предохранительных конструкций допускается использовать положения EN 14491.

5.4 Принципы проектирования

5.4.1 Проектирование взрывобезопасных зданий состоит из комплекса мероприятий, направленных на

- а) предотвращение взрыва,
- б) локализацию взрыва,
- в) снижение интенсивности взрывного воздействия,
- г) восприятие воздействия с заданной степенью повреждений.

Мероприятия, перечисленные в подпунктах б, в, г, относятся к мероприятиям, ограничивающим последствия взрыва (см. Пункт [5.3(3)]).

5.4.2 Предотвращение взрыва (взрывопредупреждение) обеспечивается:

а) исправным состоянием технологического оборудования и строгим выполнением правил безопасности его эксплуатации, включая:

- соответствующее исполнение, применение и режим эксплуатации;
- систематическое и качественное проведение профилактического ремонта;
- обеспечение непревышения допустимых величин температуры нагрева поверхностей;

б) исключением образования горючей среды, что достигается:

- применением твердых или газообразных флегматизаторов горения;

ПРИМЕЧАНИЕ В качестве твердых флегматизаторов горения должны применяться негорючие порошки, добавление которых к горючей пыли делает общую смесь негорючей.

В качестве газообразных флегматизаторов должны применяться азот, двуокись углерода (диоксид углерода) или другие инертные газы.

- обеспечением непревышения допустимых величин температуры среды;
- обеспечением непревышения допустимых величин количества (концентрации) горючего вещества, кислорода или другого окислителя в пылегазовой смеси;
- в) исключением источников воспламенения, что достигается при помощи:
 - устранения разрядов статического электричества,
 - устранения искр удара и трения,

- устранения искр тления от предшествующих (по технологии) *аппаратов*,
- предотвращения нагрева трущихся деталей,
- теплоизоляции оборудования с целью воспрепятствования конденсации паров и прилипанию пыли к стенкам (для пылей, склонных к самовозгоранию),
- применения химически пассивных поверхностей контакта с пылью и оборудованием (инструментом);

г) наличием средств противоаварийной защиты от загазованности и исправно работающей вентиляции, что обеспечивает эффективное проветривание, исключаящее образование зон возможного скопления взрывоопасных паров и газов.

5.4.3 Локализация взрыва обеспечивается специальными мероприятиями, применяемыми по отдельности или комплексно (см. также Пункт [5.3(3)]).

5.4.3.1 Основными способами локализации взрыва являются:

а) размещение взрывоопасных производств в отдельно стоящих зданиях или самостоятельных отсеках, отделенных от основных зданий специальными конструктивными швами;

б) ограничение распространения взрывоопасного вещества (смеси), например:

- ограничение разлива жидкости при возможных авариях (устройство обвалования, поддонов и т.п.);

- включение аварийной вентиляции;

в) рациональное расположение технологических установок с учётом воздействия на них возможной взрывной волны (для исключения возможности последовательного развития аварии);

г) применение средств пожаротушения и активного подавления взрыва;

д) применение преграждающих устройств, «удерживающих» взрыв в пределах зоны, в которой происходит воспламенение.

5.4.3.2 Взрывоопасные помещения рекомендуется, по возможности, располагать на верхних этажах зданий.

5.4.3.3 Для предотвращения многостадийных взрывов рекомендуется не предусматривать проемы между взрывоопасными и остальными помещениями. При устройстве проемов следует защищать их прочными (по расчету) дверями и предусматривать шлюзование таким образом, чтобы одновременно не оказывались открытыми обе двери шлюза.

5.4.4 Снижение интенсивности взрывного воздействия при внутреннем взрыве обеспечивается путем уменьшения избыточного давления внутри взрывоопасного помещения.

5.4.4.1 Уменьшение избыточного давления достигается применением предохранительных конструкций (устройств аварийного сброса давления).

5.4.4.2 Предохранительные конструкции классифицируют по принципу срабатывания: они могут быть легкобрасываемыми (двери, стеновые панели, панели покрытий и т.п.), легкоразрушающимися (остекление окон, дверей) и легкооткрываемыми (окна, двери, а также специальные устройства: клапаны, люки, крышки, дефлекторы и т.п.).

Схемы некоторых специальных устройств аварийного сброса давления приведены на Рисунке 5.1.

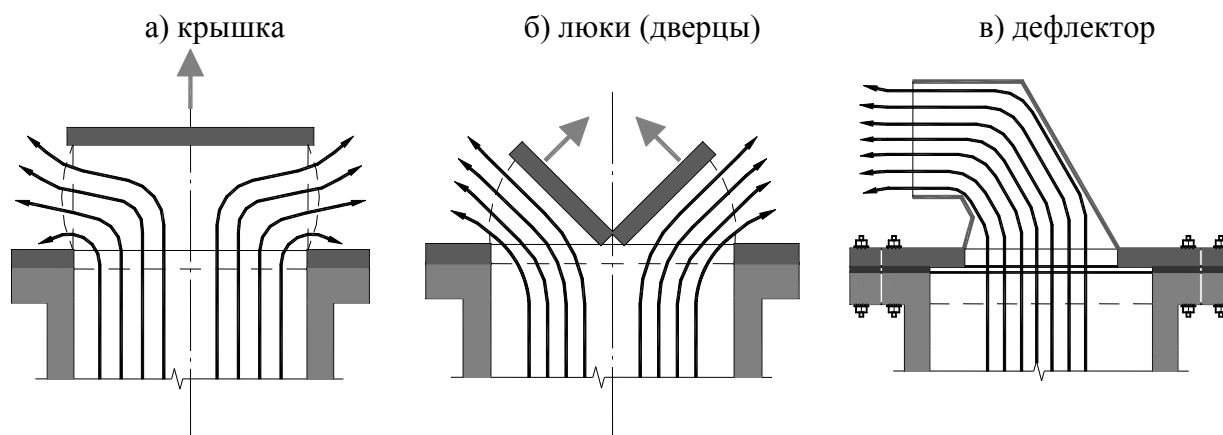


Рисунок 5.1

Работа устройств аварийного сброса давления показана на Рисунке 5.2 (см. также Рисунок 5.4).

а) срабатывание люка (крышки) в силосе



а) срабатывание дефлектора



Рисунок 5.2

5.4.4.3 Предохранительные конструкции классифицируют также по скорости срабатывания (по инерционности): безынерционные и инерционные. В качестве безынерционных предохранительных конструкций могут использоваться: остекление проемов, поворотные элементы оконных и дверных проемов и т.п. В качестве инерционных предохранительных конструкций могут использоваться: стеновые панели, облегченные панели покрытий, а также специальные элементы, запроектированные на определенное давление срабатывания.

5.4.4.4 Система сброса давления должна иметь, как правило, минимальное давление срабатывания и малую инерционность (см. Пункт [5.3(6)]).

Однако при этом следует учитывать, что при раннем срабатывании системы выбрасывается значительно большее количество горючей смеси. Если это приводит к опасности, то следует применить систему с большей инерционностью.

5.4.4.5 Отношение линейных размеров здания или помещения, оборудованных системами сброса давления для снижения его до безопасного значения, не должно превышать 10.

5.4.4.6 [5.3(5)] Легкосбрасываемые элементы следует закреплять для исключения эффекта «снаряда» в момент взрыва.

Пример решения с закреплением сбрасываемой крышки показан на Рисунке 5.3.

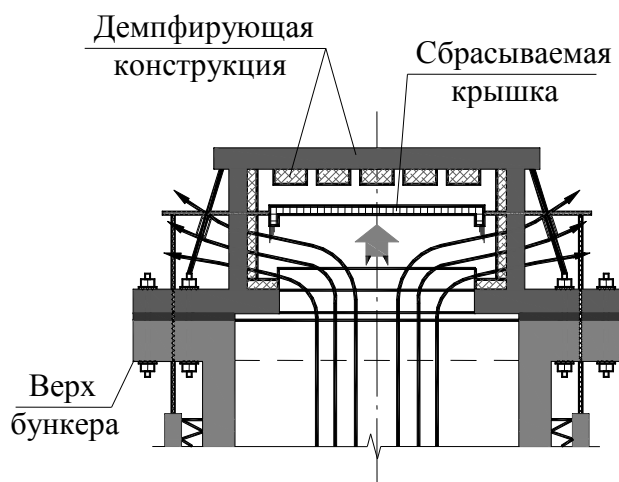


Рисунок 5.3

5.4.4.7 Если в качестве предохранительной конструкции, снижающей взрывные нагрузки до приемлемого безопасного для несущих конструкций уровня, используется остекление, то при проектировании рекомендуется учитывать следующее.

Остекление никогда не разрушается мгновенно. Это происходит постепенно по мере возрастания нагрузки. В первую очередь разрушаются стекла, имеющие различного рода дефекты. При малых нагрузках разрушается только часть остекления, наиболее близко расположенная к центру взрыва.

Для эффективной защиты несущих конструкций следует применять стекла с большими пролетами и площадями.

Лучшую защиту дает одинарное остекление и затем – двойное. Разрушение остекления имеет вероятностный характер и подчинено распределению Вейбулла.

В проекте следует учитывать опасность для людей от разлетающихся осколков стекла или других деталей конструкции (см. [5.3(6), примечание]).

5.4.4.8 [5.3(5)] Предохранительные конструкции следует располагать вблизи возможных источников возгорания, если они известны, или в зонах высокого давления. Их срабатывание не должно вызывать угрозу для людей или воспламенение других материалов.

5.4.4.9 Последствия выбросов пламени, которые появляются при взрыве из разгрузочных отверстий (см. Рисунок 5.4, а также Рисунок 5.2), должны учитываться при проектировании. Они не должны приводить ни к вредным влияниям на окружающую среду, ни к передаче взрыва на другие взрывоопасные сектора (участки) помещения (здания) (см. [Пункт 5.4(5)]).

Поэтому отверстия для сброса давления должны в максимальной степени быть направлены в свободную сторону.

При необходимости определения параметров пламени за пределами предохранительных конструкций допускается использовать положения EN 14491.



Рисунок 5.4

5.4.5 Восприятие воздействия с заданной степенью повреждений обеспечивается расчетными и конструктивными мероприятиями.

5.4.5.1 Согласно Пункту 2.1(4)Р СН РК EN 1990, конструкции следует проектировать таким образом, чтобы исключить возможность прогрессирующего обрушения в результате внутреннего взрыва (см. Пункт [5.3(1)Р]).

5.4.5.2 [5.3(2)] Расчет может допускать разрушение ограниченной части конструкций при условии, что ключевые элементы, от которых зависит общая устойчивость всей конструкции, не повреждены.

5.4.5.3 Согласно положениям, изложенным в Пункте [5.3(3)], для ограничения последствий от взрывов допускается применять расчет конструкции на пиковое давление взрыва.

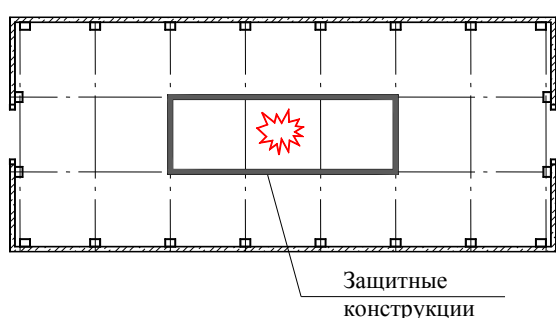
ПРИМЕЧАНИЕ Поскольку пиковые давления могут превышать значения, полученные по методикам в Приложении Г [D], то такие пиковые значения следует рассматривать в сочетании с максимальной длительностью нагрузки 0,2 с, предполагая пластическое поведение материала.

5.4.5.4 Для уменьшения повреждений несущих конструкций, мероприятия, перечисленные в Подпункте 5.4.1, рекомендуются применять совместно.

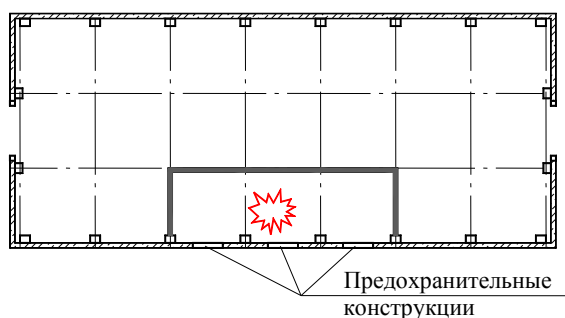
Примерами могут служить объемно-планировочные решения здания, показанные на Рисунках 5.5 и 5.6. Планировочные решения (Рисунок 5.5) учитывают:

- локализацию взрыва при помощи преграждающих устройств, «удерживающих» взрыв в пределах зоны, в которой происходит воспламенение (Рисунок 5.5 а, б, в);
- снижение интенсивности взрывного воздействия при внутреннем взрыве путем уменьшения избыточного давления внутри взрывоопасного помещения при помощи легкобрасываемых и/или легкоразрушающихся предохранительных конструкций (Рисунок 5.5, б, в).

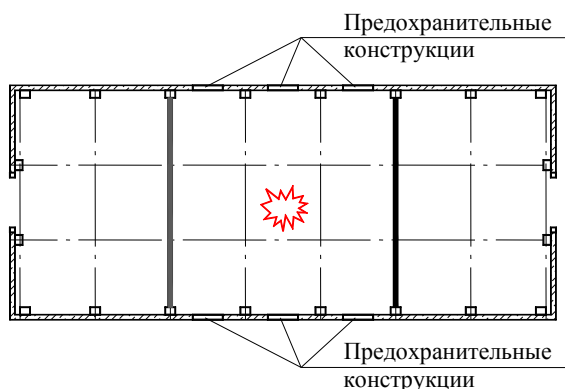
Отметим, что в случае, показанном на Рисунке 5.5 а, взрывоопасное помещение может быть расположено на верхнем этаже, а предохранительные конструкции могут быть установлены в уровне покрытия (см. Рисунок 5.6).



а) образование замкнутой защитной конструкции, полностью отделяющей взрывоопасный участок от окружающего объема



б) защитная конструкция защищает внутреннюю часть здания, а в одной из наружных стен устраиваются предохранительные конструкции



в) защищенный участок занимает всю ширину здания; в обеих наружных стенах устраиваются предохранительные конструкции

Рисунок 5.5

Представленные на Рисунке 5.6 варианты решения учитывают:

- локализацию взрыва при помощи преграждающих устройств, «удерживающих» взрыв в пределах зоны, в которой происходит воспламенение;
- снижение интенсивности взрывного воздействия при внутреннем взрыве путем уменьшения избыточного давления внутри взрывоопасного помещения при помощи легкобрасываемых и/или легкоразрушающихся предохранительных конструкций.
- уменьшение риска прогрессирующего обрушения всего здания при повреждении несущих конструкций, так как взрывоопасные помещения расположены на верхних этажах.

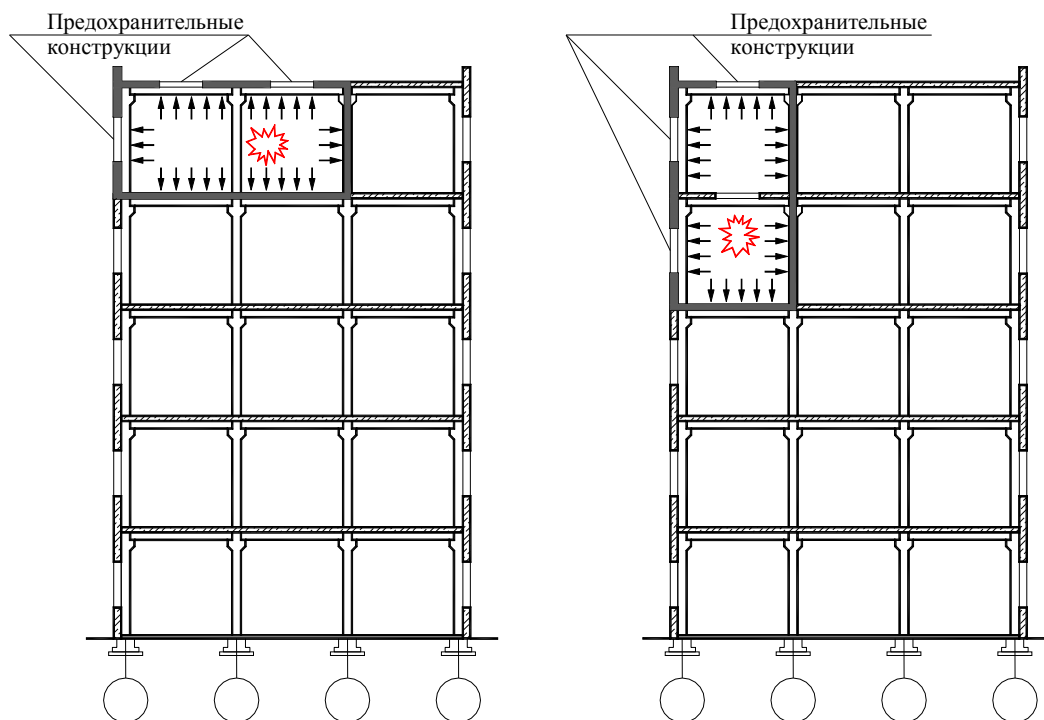


Рисунок 5.6

5.4.5.5 Для уменьшения повреждений несущих конструкций следует, при необходимости, учитывать другие факторы, например, перечисленные ниже.

а) [5.3(8)] После первой фазы взрыва с избыточным давлением наступает вторая фаза с пониженным давлением. При необходимости следует учитывать этот эффект.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуется консультация эксперта.

б) Объемно-планировочные решения и расположение крупногабаритного оборудования не должны приводить к значительной интенсификации взрывного горения (или даже детонации – см. Пункт 5.3.5,б).

в) Форма помещения и/или пути возможного распространения взрывной волны должны быть по возможности простыми. Не рекомендуется, чтобы линейные размеры помещения отличались один от другого более, чем в 5 раз.

5.5 Примеры определения нагрузок

5.5.1 Общие положения

5.5.1.1 Примеры, представленные в данном подразделе, представляют собой справочный материал. Некоторые подходы и предпосылки, принятые в примерах, при реальном проектировании могут быть заменены или дополнены способами решения задачи на условиях, предусмотренных в СН РК EN 1991-1-7:2006/2011.

5.5.1.2 В расчетных схемах использованы упрощения по отношению к реальным конструкциям.

5.5.1.3 С целью иллюстрации применения альтернативных методов, в примерах, там, где это возможно, использованы различные способы для получения одного и того же параметра.

5.5.2 Пример 1. Взрыв пыли в бункере

Исходные данные

5.5.2.1 Требуется определить площадь предохранительных конструкций бункера, изображенного на Рисунке 5.5.2.1.

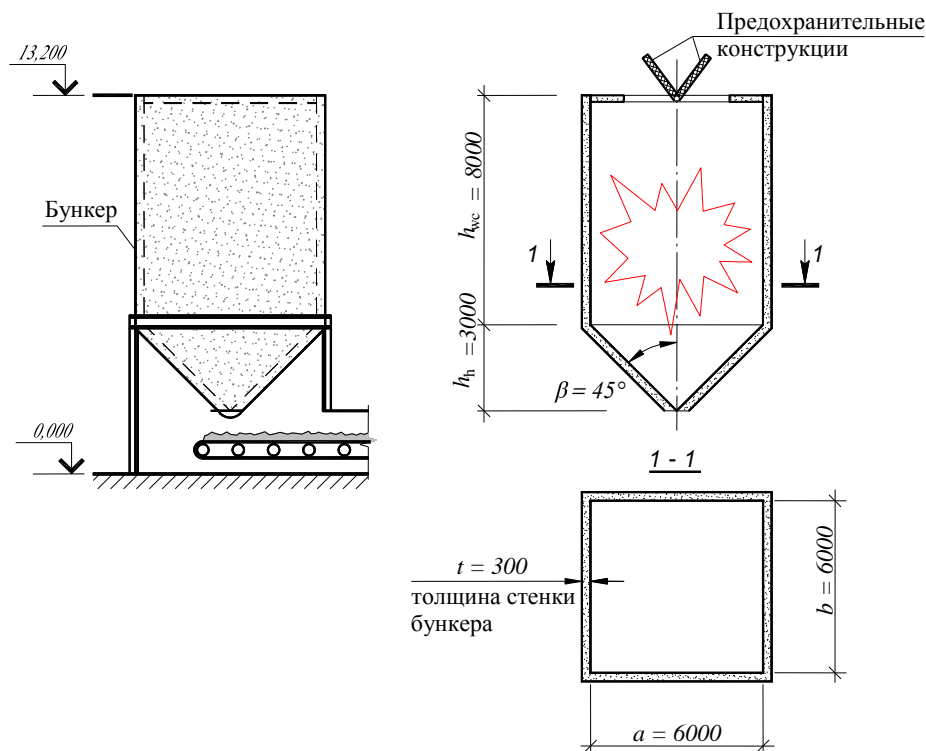


Рисунок 5.5.2.1

5.5.2.2 Назначение бункера – хранение соевой муки при нормальных температурно-влажностных условиях.

Сыпучий материал является взрывоопасным.

5.5.2.3 Геометрические размеры приняты по технологическому заданию на проектирование:

- высота части бункера с вертикальными стенами (ствола бункера) $h_{wc} = 8$ м;
- размер стороны поперечного сечения $a = b = 6,0$ м;
- толщина стенки бункера $t = 300$ мм;
- воронка пирамидальная;
- наибольший угол наклона стенки воронки относительно вертикальной оси бункера $\beta = 45^\circ$.

5.5.2.4 Конструктивные решения:

- материал стен бункера – железобетон; предполагаемое максимальное пониженное давление в бункере со сработавшими предохранительными конструкциями $p_{red,max} = 12$ кН/м²;

- предохранительные конструкции – в виде створок (см. EN 14797:2006, Приложение А), имеющих статическое давление активации не более $p_{stat} = 10$ кН/м²; коэффициент эффективности допускается принять равным 1.

Решение 1

(по методике, изложенной в Приложении Г)

5.5.2.5 Определяем геометрические параметры бункера

- объем

$$V = 8 \times 6 \times 6 + 1/3 \times 6 \times 6 \times 3 = 324 \text{ м}^3;$$

- высота

$$H = 8 + 3 = 11 \text{ м.}$$

ПРИМЕЧАНИЕ Понятие высоты в [Приложении D] не определено. Здесь принята полная высота с учетом воронки (см., например, NFPA 68:2007).

- диаметр

$$D = a = b = 6,0 \text{ м.}$$

ПРИМЕЧАНИЕ Понятие диаметра для бункеров с прямоугольным сечением в [Приложении D] не определено. Здесь принят гидравлический диаметр по формуле $D = 4 \times A / P$, где A – площадь сечения, P – периметр.

5.5.2.6 Назначаем параметры материала, хранящегося в бункере:

- максимальное давление пыли p_{max} принимаем по Таблице Г.1 равным 900 кН/м²;
- индекс дефлаграции облака пыли K_{St} принимаем по Таблице Г.1 равным 12000 кН/м² • м/с.

5.5.2.7 Проверяем ограничения, указанные в [D.1(2)]:

- а) $0,1 \text{ м}^3 < V = 324 \text{ м}^3 < 10\,000 \text{ м}^3$; ограничение выполняется;
- б) $H / D = 11 / 6 = 1,83 < 2$; ограничение выполняется;
- в) $p_{\text{stat}} = 10 \text{ кН/м}^2 < 100 \text{ кН/м}^2$; ограничение выполняется;
- г) $10 \text{ кН/м}^2 < p_{\text{red,max}} = 12 \text{ кН/м}^2 < 200 \text{ кН/м}^2$; ограничение выполняется;
- д) $500 \text{ кН/м}^2 < p_{\text{max}} = 900 \text{ кН/м}^2 < 1000 \text{ кН/м}^2$
при $1000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с} < K_{\text{St}} = 12000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с} < 30000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с}$;
ограничение выполняется;

Может быть применена [Формула (D.1)].

5.5.2.8 Вычисляем требуемую площадь предохранительных конструкций

$$A = (4,485 \times 10^{-8} \times p_{\text{max}} \times K_{\text{St}} \times p_{\text{red,max}}^{-0,569} + 0,027 \times (p_{\text{stat}} - 10) \times p_{\text{red,max}}^{-0,5}) \times V^{0,753}$$

Подставляя значения, получим

$$A = (4,485 \times 10^{-8} \times 900 \times 12000 \times 12^{-0,569} + 0,027 \times (10 - 10) \times 12^{-0,5}) \times 324^{0,753} = 9,15 \text{ м}^2.$$

Решение 2

(по альтернативной методике, изложенной в Приложении Д)

5.5.2.9 Определяем геометрические параметры бункера (см. Д.1.2.2):

- максимальный путь пламени $H = 8 + 3/3 = 9 \text{ м}$.

- объем

$$V_{\text{eff}} = 8 \times 6 \times 6 + 1/3 \times 6 \times 6 \times 3/3 = 300 \text{ м}^3;$$

- эффективная площадь

$$A_{\text{eff}} = V_{\text{eff}} / H = 300/9 = 33,3 \text{ м}^2;$$

- эффективный диаметр

$$D_{\text{eff}} = (A_{\text{eff}})^{0,5} = 5,77 \text{ м};$$

- отношение

$$L/D = H / D_{\text{eff}} = 9 / 5,77 = 1,56.$$

5.5.2.10 Назначаем параметры материала, хранящегося в бункере:

- максимальное давление пыли p_{max} принимаем равным 9 бар;

- индекс дефлаграции облака пыли K_{St} принимаем равным 120 бар • м/с;

5.5.2.11 Проверяем ограничения, указанные в Д.1.2.1:

- а) $0,1 \text{ м}^3 < V = 324 \text{ м}^3 < 10\,000 \text{ м}^3$; ограничение выполняется;

ПРИМЕЧАНИЕ Здесь имеется в виду полный объем $V = 8 \times 6 \times 6 + 1/3 \times 6 \times 6 \times 3 = 324 \text{ м}^3$;

- б) $p_{\text{stat}} = 0,1 \text{ бар} < 1,0 \text{ бар}$; ограничение выполняется;

- в) $p_{\text{stat}} = 0,1 \text{ бар} < p_{\text{red,max}} = 0,12 \text{ бар} < 2,0 \text{ бар}$; ограничение выполняется;

- г) $5 \text{ бар} < p_{\text{max}} = 9 \text{ бар} < 10 \text{ бар}$

при $10 \text{ бар} \cdot \text{м/с} < K_{\text{St}} = 120 \text{ бар} \cdot \text{м/с} < 30 \text{ бар} \cdot \text{м/с}$;

ограничение выполняется;

- д) условия соблюдаются;

е) $1 < L/D = 1,56 < 20$; ограничение выполняется;

5.5.2.12 Вычисляем требуемую площадь предохранительных конструкций

Так как $p_{\text{red,max}} = 0,12$ бар $< 1,5$ бар, следует применять Формулы (Д.1)–(Д.4).

Находим

$$B = (3,264 \times 10^{-5} \times p_{\text{max}} \times K_{\text{St}} \times p_{\text{red,max}}^{-0,569} + 0,27 \times (p_{\text{stat}} - 0,1) \times p_{\text{red,max}}^{-0,5}) \times V^{0,753} =$$

$$= (3,264 \times 10^{-5} \times 9 \times 120 \times 0,12^{-0,569} + 0,27 \times (0,1 - 0,1) \times 0,12^{-0,5}) \times 324^{0,753} = 8,64 \text{ м}^2;$$

$$C = (-4,305 \times \lg(p_{\text{red,max}}) + 0,758) = 4,72.$$

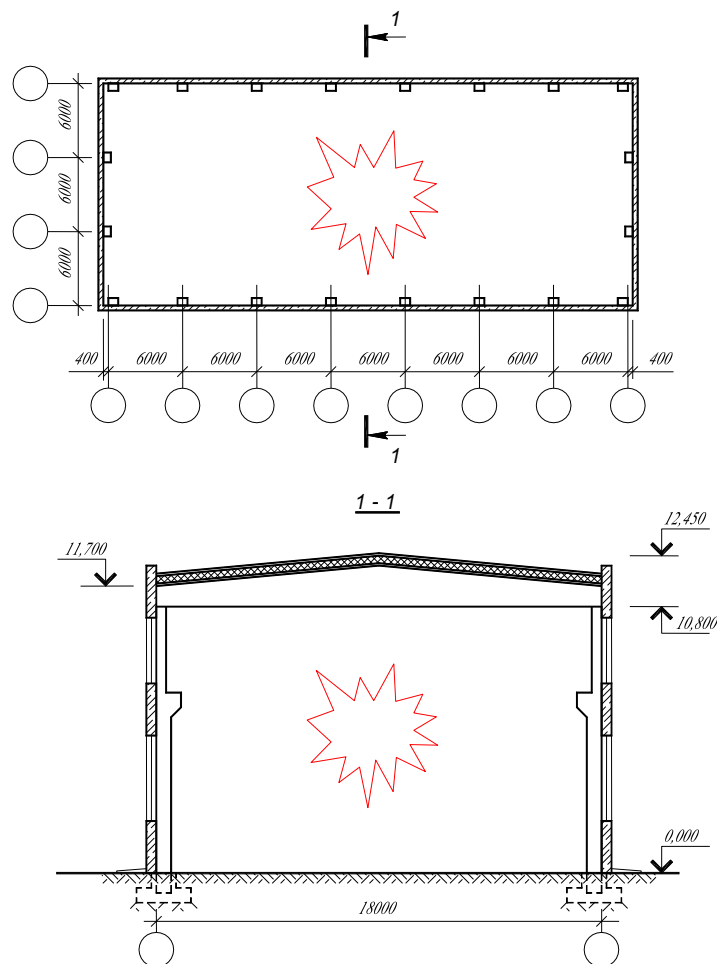
Подставляя значения в (Д.1), получим

$$A = B (1 + C \times \lg(L/D)) = 8,64 \times (1 + 4,72 \times \lg(1,56)) = 16,5 \text{ м}^2.$$

5.5.3 Пример 2. Взрыв пыли в здании

Исходные данные

5.5.3.1 Требуется определить площадь предохранительных конструкций в здании, изображенном на Рисунке 5.5.3.1.



ПРИМЕЧАНИЕ На плане здания оконные и дверные проемы не показаны. На разрезе оконные проемы показаны условно (должны назначаться с учетом результатов расчета).

Рисунок 5.5.3.1

5.5.3.2 Назначение здания – переработка сыпучего вещества при нормальных температурно-влажностных условиях.

Пыль, образующаяся при переработке сыпучего материала, является взрывоопасной.

Экспериментально определенные параметры материала имеют следующие значения:

- максимальное давление при взрыве пыли $p_{\max} = 650 \text{ кН/м}^2$;
- индекс дефлаграции облака пыли $K_{St} = 13000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с}$;

5.5.3.3 Конструктивные решения:

Здание проектируется с железобетонным каркасом.

Давление, соответствующее минимальной расчетной прочности конструкций (которые должны остаться неповрежденными при аварии), $p_{Bem} = 15 \text{ кН/м}^2$.

Предохранительные конструкции имеют статическое давление активации не более $p_{stat} = 10 \text{ кН/м}^2$; коэффициент эффективности допускается принять равным 1.

Решение 1

(по методике, изложенной в Приложении Г)

5.5.3.4 Определяем геометрический объем помещения

$$V = L_1 \times L_2 \times L_3 = 12,075 \times 18,0 \times 42,8 = 9302,6 \text{ м}^3,$$

где

$L_1 = h = 12,075 \text{ м}$ – усредненная высота помещения,

$L_3 = 42,8 \text{ м}$ – максимальный размер помещения.

5.5.3.5 Проверяем ограничения, указанные в [D.1(3)]:

а) $0,1 \text{ м}^3 < V = 9302,6 \text{ м}^3 < 10\,000 \text{ м}^3$; ограничение выполняется;

б) $L_3/D_E = 2,57 > 2$; ограничение не выполняется; см. 5.5.3.6;

здесь $D_E = 2 \times (L_1 \times L_2 / \pi)^{0,5} = 2 \times (12,075 \times 18 / \pi)^{0,5} = 16,63 \text{ м}$;

в) $p_{stat} = 10 \text{ кН/м}^2 < 100 \text{ кН/м}^2$; ограничение выполняется;

г) $10 \text{ кН/м}^2 < p_{Bem} = 15 \text{ кН/м}^2 < 200 \text{ кН/м}^2$; ограничение выполняется;

д) $500 \text{ кН/м}^2 < p_{\max} = 650 \text{ кН/м}^2 < 1000 \text{ кН/м}^2$

при $1000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с} < K_{St} = 13000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с} < 30000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м/с}$;

ограничение выполняется;

5.5.3.6 Может быть применена [Формула (D.2)], но так как $L_3/D_E > 2$, следует учитывать увеличение площади предохранительных конструкций путем применения [Формулы (D.3)].

5.5.3.7 Вычисляем площадь предохранительных конструкций по [Формуле (D.2)]:

$$\begin{aligned} A &= (4,485 \times 10^{-8} \times p_{\max} \times K_{St} \times p_{Bem}^{-0,569} + 0,027 \times (p_{stat} - 10) \times p_{Bem}^{-0,5}) \times V^{0,753} = \\ &= (4,485 \times 10^{-8} \times 650 \times 13000 \times 15^{-0,569} + 0,027 \times (10 - 10) \times 15^{-0,5}) \times 9302,6^{0,753} = 79,0 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

5.5.3.8 Находим увеличение площади предохранительных конструкций путем применения [Формулы (D.3)]:

$$\begin{aligned}\Delta A_H &= A \times (-4,305 \times \lg(p_{\text{Вем}}) + 9,368) \times \lg(L_3/D_E) = \\ &= 79,0 \times (-4,305 \times \lg(15) + 9,368) \times \lg(2,57) = 139,6 \text{ м}^2.\end{aligned}$$

5.5.3.9 Общая требуемая площадь предохранительных конструкций:

$$A = A + \Delta A_H = 79,0 + 139,6 = \mathbf{218,6 \text{ м}^2}.$$

Решение 2

(по альтернативной методике, изложенной в Приложении Д)

5.5.3.10 Определяем параметры, требуемые для расчета по Д.1.3:

- а) $p_{\text{red,max}} = 0,13$ бар (несколько ниже, чем $p_{\text{Вем}}$ в решении 1);
- б) $K_{\text{St}} = 130$ бар • м/с;
- в) константа $C = 0,026$ бар^{0,5} для $100 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \leq K_{\text{St}} \leq 200 \text{ бар} \cdot \text{м/с}$;
- г) площадь внутренней поверхности помещения

$$A_s = 2 \times 12,075 \times (18+42,8) + 2 \times 18 \times 42,8 = 3009 \text{ м}^2;$$

5.5.3.11 Вычисляем площадь предохранительных конструкций по Формуле (Д.6):

$$A = C \times A_s \times (p_{\text{red,max}})^{-0,5} = 0,026 \times 3009 \times (0,13)^{-0,5} = \mathbf{217 \text{ м}^2}.$$

5.5.4 Пример 3. Взрыв газа в помещении кухни крупнопанельного здания

Исходные данные

5.5.4.1 Требуется оценить нагрузку на конструкции здания при взрыве природного газа в помещении, представленном на Рисунке 5.5.4.1.

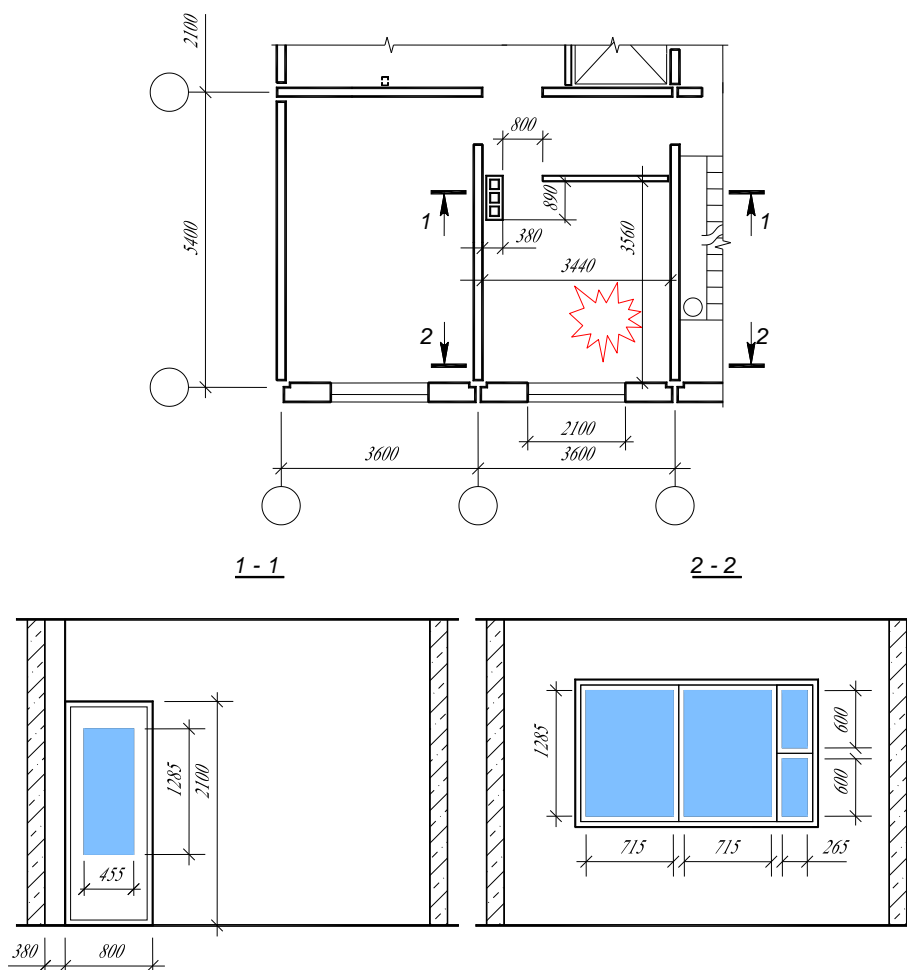


Рисунок 5.5.4.1

5.5.4.2 Конструктивные решения:

Здание выполнено в конструкциях серии 158:

- поперечные стены – железобетонные крупнопанельные, расположенные с шагом 3,0 и 3,6 м;
- продольные стены – железобетонные крупнопанельные (две наружные и две внутренние), расположенные с шагом 5,4 + 2,1 + 5,4 м;
- перекрытия – из железобетонных панелей толщиной 160 мм, опирающихся на поперечные и продольные стены.

Решение

5.5.4.3 Определяем геометрический объем помещения

$$V = 3,44 \times 3,56 \times 2,81 - 0,38 \times 0,89 = 34,07 \text{ м}^3.$$

5.5.4.4 Определяем площадь остекления, служащего в качестве предохранительных конструкций (легкоразрушающихся устройств сброса давления)

$$A_v = 0,715 \times 1,285 \times 2 + 0,6 \times 0,265 \times 2 + 1,285 \times 0,455 = 2,74 \text{ м}^2.$$

5.5.4.5 Назначаем статическое давление, которое активизирует предохранительные конструкции (устройства сброса давления) при медленном возрастании давления.

По Таблице Г.1 принимаем $p_{\text{stat}} = 1,0 \text{ кН/м}^2$;

5.5.4.6 Проверяем ограничения, указанные в [D.2]:

а) $V = 34,07 \text{ м}^3 < 1000 \text{ м}^3$; ограничение выполняется;

б) $0,05 < A_v / V = 2,74 / 34,07 = 0,08 < 0,15$; ограничение выполняется.

5.5.4.7 Вычисляем эквивалентное статическое номинальное давление взрыва природного газа внутри помещения:

а) по [Формуле (D.2)]

$$p_d = 3 + p_{\text{stat}} = 3 + 1,0 = 4,0 \text{ кН/м}^2;$$

б) по [Формуле (D.3)]

$$p_d = 3 + p_{\text{stat}}/2 + 0,04 / (A_v/V)^2 = 3 + 1,0/2 + 0,04 / 0,08^2 = 9,7 \text{ кН/м}^2.$$

Окончательно принимаем большее из значений

$$p_d = 9,7 \text{ кН/м}^2.$$

5.5.5 Пример 4. Детонационный взрыв в туннеле

Исходные данные

5.5.5.1 Требуется оценить нагрузку, действующую во время детонационного взрыва в автодорожном туннеле, на расстояниях 25 м, 50 м, 100 м, 200 м и 400 м от центра взрыва.

Решение

5.5.5.2 Для решения задачи воспользуемся Формулами (Г.7) [(D.7)] – (Г.9) [(D.9)]. Указанные формулы позволяют оценить форму импульса воздействия в виде зависимости величины давления от времени.

5.5.5.3 Назначаем параметры, указанные в Пункте Г.3.1:

$$p_0 = 2000 \text{ кН/м}^2;$$

$$c_1 = 1800 \text{ м/с};$$

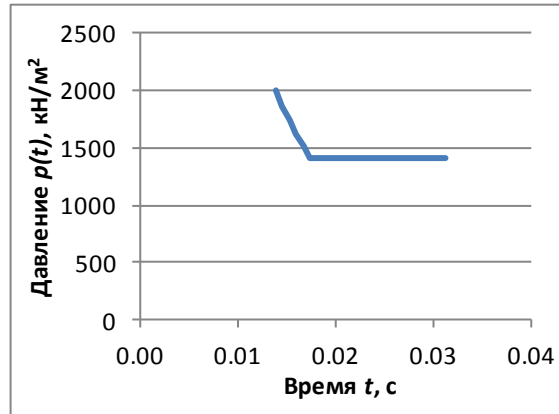
$$c_2 = 800 \text{ м/с};$$

$$t_0 = 0,01 \text{ с}.$$

5.5.5.4 Подставляя значения в формулы (Г.7) [(D.7)] и (Г.8) [(D.8)], получаем следующие зависимости величины давления $p(t)$ от времени t для каждого заданного расстояния x от центра взрыва.

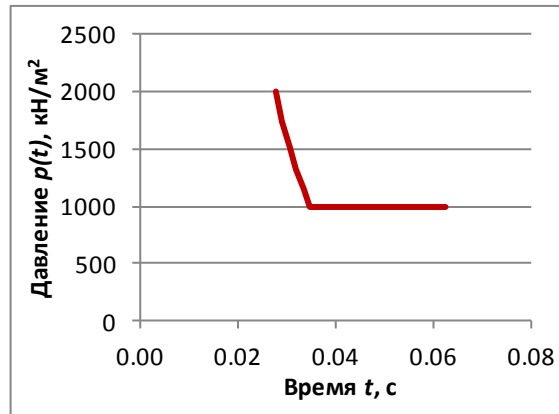
1) при $x = 25$ м

$t, \text{с}$	$p(t), \text{кН/м}^2$
0,0139	2000
0,0146	1866
0,0153	1741
0,0160	1624
0,0167	1515
0,0174	1413
0,0313	1413



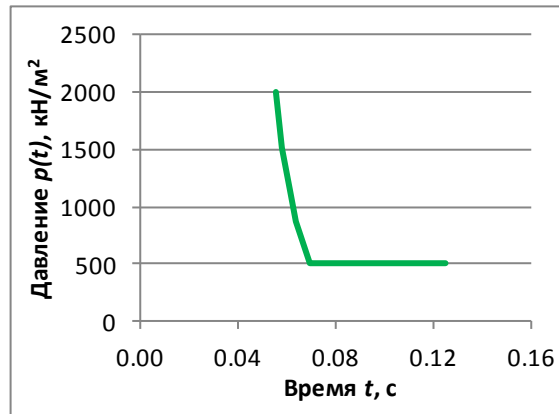
2) при $x = 50$ м

$t, \text{с}$	$p(t), \text{кН/м}^2$
0,0278	2000
0,0292	1741
0,0306	1515
0,0319	1318
0,0333	1148
0,0347	999
0,0625	999



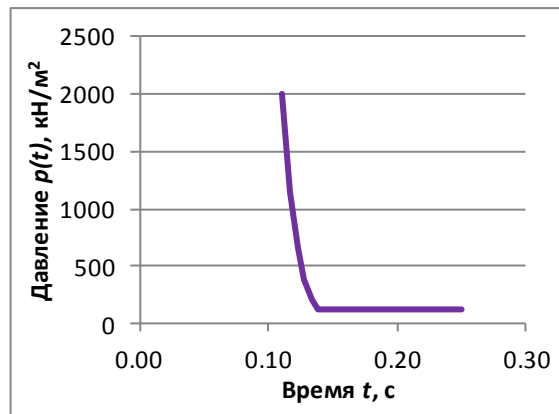
3) при $x = 100$ м

$t, \text{с}$	$p(t), \text{кН/м}^2$
0,0556	2000
0,0583	1515
0,0611	1148
0,0639	869
0,0667	658
0,0694	499
0,1250	499



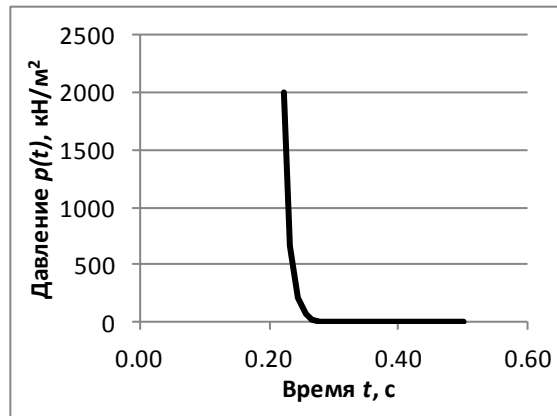
4) при $x = 200$ м

$t, \text{с}$	$p(t), \text{кН/м}^2$
0,1111	2000
0,1167	1148
0,1222	658
0,1278	378
0,1333	217
0,1389	124
0,2500	124



5) при $x = 400$ м

$t, \text{с}$	$p(t), \text{кН/м}^2$
0,2222	2000
0,2333	658
0,2444	217
0,2556	71
0,2667	23
0,2778	8
0,5000	8



5.5.5.5 Для наглядности на Рисунке 5.5.5.1 показаны все графики в едином масштабе.

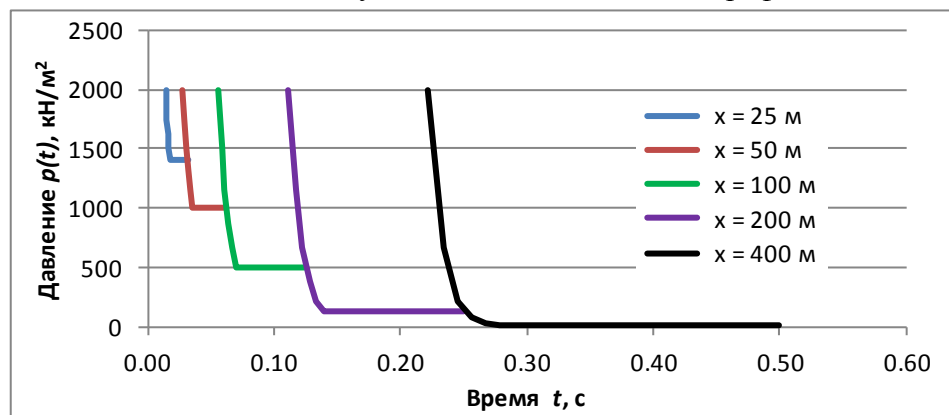


Рисунок 5.5.5.1

5.5.6 Пример 5. Дефлаграционный взрыв в туннеле

Исходные данные

5.5.6.1 Требуется оценить нагрузку, действующую во время дефлаграционного взрыва в железнодорожном туннеле.

Решение

5.5.6.2 Для решения задачи воспользуемся Формулой (Г.10) [(D.10)], позволяющей оценить форму импульса воздействия в виде зависимости величины давления от времени.

5.5.6.3 Назначаем параметры, указанные в Пункте Г.3.2:

$$p_0 = 100 \text{ кН/м}^2;$$

$$t_0 = 0,1 \text{ с.}$$

5.5.6.4 Подставляя значения в формулу (Г.10) [(D.10)], получаем следующую зависимость величины давления $p(t)$ от времени t для всей внутренней поверхности туннеля.

$t, \text{с}$	$p(t), \text{кН/м}^2$
---------------	-----------------------

0	0
0,01	36
0,02	64
0,03	84
0,04	96
0,05	100
0,06	96
0,07	84
0,08	64
0,09	36
0,1	0

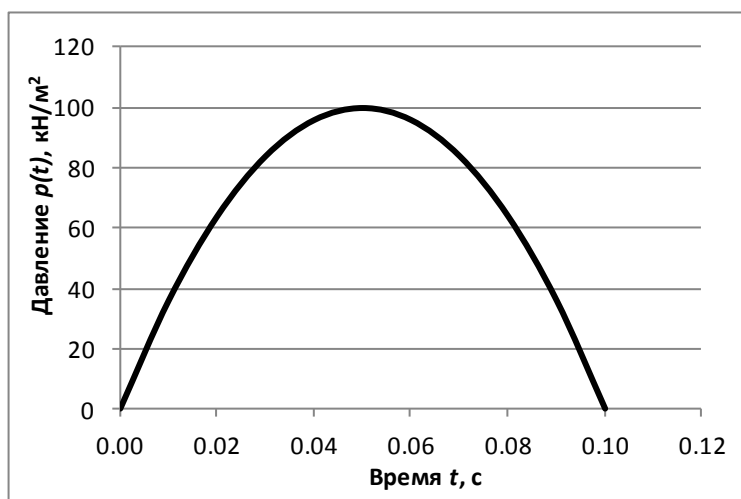


Рисунок 5.5.6.1

6 Принципы расчета и конструирования жилых зданий с учетом защиты от прогрессирующего обрушения

6.1 Основные положения

6.1.1 В соответствии с концепцией СН РК EN 1991-1-7:2006/2011 жилые здания среднего и высокого класса по последствиям разрушения (таблица А.1, Приложение А) независимо от типа конструктивной системы, должны быть защищены от прогрессирующего обрушения в случае локального разрушения несущих конструкций при аварийных воздействиях, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации зданий (пожары, взрывы, ударные воздействия транспортных средств, несанкционированная перепланировка и т.п.).

Это требование означает, что в случае аварийных воздействий допускаются локальные разрушения отдельных вертикальных несущих элементов в пределах одного этажа, но эти первоначальные разрушения не должны приводить к обрушению или разрушению конструкций, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными аварийным воздействием.

Расчет здания в случае локального разрушения несущих конструкций производится только по предельным состояниям первой группы. Развитие неупругих деформаций, перемещения конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой чрезвычайной ситуации не ограничиваются.

6.1.2 Устойчивость жилого здания против прогрессирующего обрушения следует обеспечивать наиболее экономичными средствами:

- рациональным конструктивно-планировочным решением здания с учетом возможности возникновения рассматриваемой аварийной ситуации;
- конструктивными мерами, обеспечивающими неразрезность конструкций;

- применением материалов и конструктивных решений, обеспечивающих развитие в элементах конструкций и их соединениях пластических деформаций

6.1.3 В качестве локального (гипотетического) разрушения следует рассматривать разрушение (удаление) вертикальных конструкций в пределах одного (любого) этажа здания, например, для монолитных жилых зданий:

а) двух пересекающихся стен на участках от места их пересечения (в частности, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего вертикального стыка со стеной другого направления (на суммарной длине не более 7 м);

б) отдельно стоящей колонны (пилона);

в) колонны (пилона) с участками примыкающих стен на их длине по п.(а).

Для оценки устойчивости здания против прогрессирующего обрушения допускается рассматривать лишь наиболее опасные расчетные схемы разрушения. Необходимо проверить защищенность от прогрессирующего обрушения конструкций типовых, технических и подземных этажей, а также чердака.

6.1.4 Расчет по прочности и устойчивости производят на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее постоянные и длительные временные нагрузки, а также воздействие на конструкцию здания локальных гипотетических разрушений. Локальное разрушение может быть расположено в любом месте здания.

6.1.5 Постоянная и длительная временная нагрузки принимаются согласно действующим нормативным документам (или по специальному заданию) с коэффициентами сочетания нагрузок и коэффициентами надежности по нагрузкам, равными единице.

6.1.6 В зависимости от типа конструктивных решений различают особенности реализации аварийных расчетных ситуаций для зданий, отличающихся типом и материалом несущих конструкций, системой и конфигурацией связей, и т.д.

6.1.7 Принятая в настоящем Пособии классификация основана на имеющихся в технической литературе нормативных и справочных документах, разработанных ведущими проектными и научно-исследовательскими организациями Российской Федерации (МНИИТЭП, НИИЖБ, и др.):

- Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения, 2005 (МНИИТЭП, НИИЖБ), Приложение Ж;

- Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий, 1999 (МНИИТЭП и НИЦ СтаДиО, НИИЖБ), Приложение И;

- Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях, 2002 (МНИИТЭП и НИЦ СтаДиО), Приложение К;

- Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях, 2002 (МНИИТЭП и НИЦ СтаДиО), Приложение Л.

6.2 Особенности расчета и конструирования монолитных жилых зданий с учетом защиты от прогрессирующего разрушения

Расчетные требования

6.2.1 Для расчета монолитных жилых зданий рекомендуется использовать пространственную расчетную модель. В модели могут учитываться элементы, которые

при нормальных эксплуатационных условиях являются несущими (например, навесные наружные стеновые панели, железобетонные ограждения балконов и т.п.), а при наличии локальных воздействий активно участвуют в перераспределении усилий в элементах конструктивной системы.

Расчетная модель здания должна предусматривать возможность удаления (разрушения) отдельных вертикальных конструктивных элементов в соответствии с п.1.4 .

Удаление одного или нескольких элементов изменяет конструктивную схему и характер работы элементов, примыкающих к месту разрушения либо зависших над ним, что необходимо учитывать при назначении жесткостных характеристик элементов и их связей.

Расчетная модель здания должна быть рассчитана отдельно с учетом каждого (одного) из локальных разрушений.

6.2.2 Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения обеспечена, если для любого элемента соблюдается условие $F \leq S$ (1), где F и S соответственно, усилие в конструктивном элементе, полученное по выполненному статическому расчету, и его расчетная несущая способность, полученная с учетом указаний п. 6.1.5.

Конструкции, для которых требования по прочности не удовлетворяются, должны быть усилены, либо должны быть приняты другие меры, повышающие сопротивление конструкций прогрессирующему обрушению.

6.2.3 При определении предельных усилий в элементах (их несущей способности) следует принимать:

а) длительно действующую часть усилий - из расчета конструктивной схемы при расчетной схеме без локальных разрушений на нагрузки, указанные в п. 6.1.5;

б) кратковременно действующую часть усилий - как разность усилий, полученных из расчета конструктивной схемы при расчетной схеме с учетом удаления (разрушения) одного из несущих элементов (см. п.1.4) на действие тех же нагрузок, и усилий, полученных из расчета по п.(а).

6.2.4 При каждом выбранном локальном разрушении необходимо рассмотреть все указанные ниже механизмы прогрессирующего обрушения:

- первый механизм прогрессирующего обрушения характеризуется одновременным поступательным смещением вниз всех вертикальных конструкций (или отдельных их частей), расположенных над зоной локального разрушения;

- механизм прогрессирующего обрушения второго типа характеризуется одновременным поворотом каждой конструктивной части здания, расположенной над зоной локального разрушения, вокруг своего центра вращения. Такое смещение требует разрушения имеющихся связей этих конструкций с неповрежденными элементами здания; разрушения связей сдвига вертикальных элементов с перекрытием;

- третий механизм обрушения - это условие не обрушения только участка перекрытия, расположенного непосредственно над выбитой вертикальной конструкцией и первоначально на нее опертого;

- четвертый механизм предусматривает перемещения конструкций лишь одного этажа, расположенного непосредственно над выбитым вертикальным элементом. В этом

случае происходит отрыв вертикальных конструкций от перекрытия, расположенного над ними.

Если при какой-либо расчетной схеме условие (1) не выполняется, необходимо усилением (перераспределением) арматуры конструктивных элементов либо иными мероприятиями добиться его выполнения.

Конструктивные требования

6.2.5 Основное средство защиты монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения - обеспечение необходимой прочности конструктивных элементов в соответствии с расчетами; повышение пластических свойств применяемой арматуры и стальных связей между конструкциями (в виде арматуры соединяемых конструкций, закладных деталей и т. п.); включение в работу пространственной системы несущих элементов.

Эффективная работа связей, препятствующих прогрессирующему обрушению, возможна лишь при обеспечении их пластичности в предельном состоянии, с тем чтобы они не выключались из работы и допускали без разрушения развитие необходимых деформаций. Для выполнения указанного требования связи следует предусматривать из пластичной листовой или арматурной стали, а прочность анкеровки связей должна быть больше усилий, соответствующих пределу текучести.

6.2.6 Соединения сборных элементов с монолитными конструкциями, препятствующие прогрессирующему обрушению зданий, должны проектироваться неравнопрочными, при этом элемент, предельное состояние которого обеспечивает наибольшие пластические деформации соединения, должен быть наименее прочным.

Для выполнения этого условия рекомендуется рассчитать все элементы соединения, кроме наиболее пластичного, на усилие, в 1,5 раза превышающее несущую способность пластичного элемента, например, анкеровку закладных деталей и сварные соединения рекомендуется рассчитывать на усилие в 1,5 раза больше, чем несущая способность самой связи. Необходимо особо контролировать точное исполнение проектных решений о устройству пластичных элементов □ замена их более прочными недопустима.

6.2.7 Минимальная площадь сечения (суммарная для нижней и верхней арматуры) горизонтальной арматуры, как продольной, так и поперечной в железобетонных перекрытиях и покрытиях должна составлять не менее 0,25% от площади сечения бетона.

При этом указанная арматура должна быть непрерывной и стыковаться в соответствии с требованиями действующих нормативных документов на проектирование железобетонных конструкций.

6.2.8 Горизонтальные связи бетонных или железобетонных навесных наружных панелей с несущими элементами здания должны воспринимать растягивающие усилия не менее 10 кН (1 тс) на 1 м длины панели при высоте этажа 3,0 м и 12 кН на 1 м длины панели при высоте этажа 3,5 м.

6.2.9 Вертикальная междуэтажная арматура пилона (колонны, стены) должны воспринимать растягивающие усилия не менее 10 кН (1 тс) на каждый квадратный метр грузовой площади этого пилона (колонны, стены).

6.3 Особенности расчета и конструирования крупнопанельных зданий с учетом защиты от прогрессирующего обрушения

Расчетные требования

6.3.1 Воздействие локальных разрушений несущих конструкций учитывается тем, что расчетная модель конструктивной системы здания рассматривается в нескольких вариантах, каждый из которых соответствует одному из возможных локальных разрушений конструкций при аварийных воздействиях.

Для панельных жилых зданий в качестве расчетной схемы локального разрушения следует рассматривать разрушение (удаление) двух пересекающихся стен одного (любого) этажа на участках от их вертикального стыка (в частности, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего вертикального стыка со стеной перпендикулярного направления.

6.3.2 Для оценки устойчивости здания против прогрессирующего обрушения допускается рассматривать лишь наиболее опасные расчетные схемы разрушения:

- локальные разрушения, включающие разрушения наружных стен, ослабленных дверными проемами выходов на балконы и лоджии (схемы 1, 2, 3 на рисунке 1, Приложение Ж);
- локальные разрушения, включающие разрушения внутренних стен, слабо связанных с остальными вертикальными конструкциями из-за наличия дверных проемов (см. схемы 2, 4, 5 на рис. 1, Приложение Ж), из-за балочной разрезки большепролетных перекрытий (см. схемы 2, 4, 5 на рисунке 1) или из-за частичного отсутствия связей через перекрытия (стены, примыкающие к лестничным клеткам; схема 4 на рисунке 1, Приложение И).

6.3.3 Для расчета панельных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения рекомендуется использовать пространственную расчетную модель в виде системы пластинок (с проемами или без проемов), соединенных между собой сосредоточенными связями, прочность которых эквивалентна прочности фактических связей между панелями (рисунок 2а, Приложение И).

Такая модель должна включать элементы, которые при нормальных эксплуатационных условиях являются ненесущими, а при наличии локальных разрушений активно участвуют в перераспределении нагрузки: наружные навесные панели, монтажные связи и т.п. Модель здания должна быть рассчитана при всех выбранных в соответствии с рекомендациями п. 6.3.1 расчетных схемах локального разрушения конструкций.

6.3.4 Допускается вместо расчета на устойчивость против прогрессирующего обрушения рассчитывать здания на сейсмическое воздействие равное 6 баллам в соответствии со СНиП РК 2.03-30-2006 (СНиП II-7-81*), принимая необходимые коэффициенты по экстраполяции. По результатам такого расчета должны быть запроектированы узлы и связи в соответствии со СНиП 2.03.01-84* (СНиП РК 2.03-30-2006).

Конструктивные требования

6.3.5 Для защиты крупнопанельных зданий от прогрессирующего обрушения связи между сборными элементами, устанавливаемые по расчету на нормальные эксплуатационные или монтажные нагрузки или по конструктивным соображениям, следует проектировать с учетом возможности аварийных локальных разрушений.

6.3.6 Для эффективного решения проблемы защиты крупнопанельных зданий от прогрессирующего обрушения с учетом всех задач проектирования при нормальных эксплуатационных и монтажных условиях наиболее предпочтительна следующая система связей:

- горизонтальные продольные и поперечные связи между плитами перекрытий, обеспечивающие необходимую прочность дисков перекрытий при растяжении и сдвиге;
- вертикальные (междуэтажные) связи между несущими стеновыми панелями одного стенового пилона, обеспечивающие необходимую прочность горизонтальных стыков стен и перекрытий при растяжении и сдвиге;
- горизонтальные связи между навесными наружными стенами и дисками перекрытий, обеспечивающие устойчивость и работу на ветровые и температурные воздействия навесных стеновых панелей.

6.3.7 Соединения сборных элементов, препятствующие прогрессирующему обрушению панельных зданий, должны проектироваться неравнопрочными, при этом элемент, предельное состояние которого обеспечивает наибольшие пластические деформации соединения, должен быть наименее прочным.

6.3.8 Сечение всех перечисленных в п. 6.3.6 типов связей должно определяться расчетом на эксплуатационные, монтажные или рассматриваемые здесь аварийные воздействия, но не менее требуемых для обеспечения восприятия растягивающих усилий следующих величин:

- для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях вдоль длины протяженного в плане здания, - 15 кН (1,5 тс) на 1 м ширины здания;
- для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях перпендикулярно длине протяженного в плане здания, а также для горизонтальных связей в зданиях с компактным планом - 10 кН (1,0 тс) на 1 м длины здания;
- для горизонтальных связей между бетонными и железобетонными навесными наружными панелями с дисками перекрытий - не менее 10 кН (1 тс) на 1 м длины стены;
- для вертикальных междуэтажных связей, оптимальное конструктивное решение которых предусматривает использование деталей для подъема панелей (подъемные петли, штыри и т.п.) - не менее, чем прочность соответствующей детали для подъема.

6.4 Особенности расчета и конструирования жилых каркасных зданий с учетом защиты от прогрессирующего обрушения

Расчетные требования

6.4.1 Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения проверяется расчетом на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее постоянные и временные длительные нагрузки, а также одно из гипотетических воздействий на конструкции здания.

6.4.2 Гипотетические воздействия на несущие конструкции учитываются тем, что проводятся расчеты здания при различных локальных воздействиях, каждое из которых соответствует одной из возможных аварийных ситуаций.

Рекомендуется принимать следующие локальные воздействия:

- карстовая воронка диаметром 6 м, расположенная в любом месте под фундаментом здания (для карстоопасных районов);
- повреждение перекрытия общей площадью до 40 м²;
- неравномерные осадки основания;
- горизонтальная нагрузка на вертикальные несущие элементы 3,5 т для стержневых и 1 т для пластинчатых на 1 м² поверхности рассматриваемого элемента в пределах одного этажа (коэффициент надежности по нагрузке равен единице).

6.4.3 Для расчета зданий на устойчивость к прогрессирующему обрушению рекомендуется использовать пространственную расчетную модель.

Такая модель может учитывать элементы, которые при нормальных эксплуатационных условиях являются ненесущими, а при наличии локальных воздействий активно участвуют в перераспределении нагрузки. Модель здания должна быть рассчитана на все локальные воздействия, указанные в п. 6.4.2.

Конструктивные требования

6.4.4. Основной способ защиты жилых каркасных зданий от прогрессирующего обрушения - резервирование прочности несущих элементов, обеспечение необходимой несущей способности колонн, ригелей, диафрагм, дисков перекрытий и стыков конструкций. Создание неразрезности перекрытий, повышение пластических свойств элементов связей между колоннами и ригелями, между перекрытиями и конструкциями каркаса, вовлечение в работу пространственной системы ненесущих элементов.

6.4.5 Связи между сборными элементами, устанавливаемые по расчету на нормальные эксплуатационные или монтажные нагрузки или по конструктивным соображениям, следует проектировать с учетом возможности аварийных локальных разрушений. Для эффективного решения проблемы защиты зданий от прогрессирующего обрушения, с учетом всех задач проектирования при нормальных эксплуатационных и монтажных условиях, наиболее предпочтительна следующая система связей:

- горизонтальные продольные и поперечные связи между плитами перекрытий, обеспечивающие необходимую прочность дисков перекрытий при растяжении и сдвиге (Рисунок 2, Приложение К);
- горизонтальные связи между навесными наружными стенами и дисками перекрытий, обеспечивающие устойчивость и работу на ветровые и температурные воздействия навесных стеновых панелей.

6.4.6 Эффективная работа связей, препятствующих прогрессирующему обрушению, возможна лишь при обеспечении их пластичности в предельном состоянии необходимо, чтобы после исчерпания несущей способности связь не выключалась из работы и допускала без разрушения сравнительно большие линейные деформации.

Для обеспечения пластичности соединений сборных элементов, они должны включать специальные пластичные элементы, выполненные из пластичной листовой или арматурной стали

6.4.7. Сечения связей в дисках перекрытия (указанных в п. 6.4.5 типов) должны определяться расчетом на эксплуатационные, монтажные или рассматриваемые здесь аварийные воздействия, но не менее требуемых для обеспечения восприятия растягивающих усилий следующих величин:

- для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях вдоль длины протяженного в плане здания, - 15 кН (1,5 тс) на 1 м ширины здания;
 - для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях перпендикулярно длине протяженного в плане здания, а также для горизонтальных связей в зданиях с компактным планом - 10 кН (1,0 тс) на 1 м длины здания;
 - для горизонтальных связей между бетонными и железобетонными навесными наружными панелями и дисками перекрытий - не менее 10 кН (1 тс) на 1 м длины стены;
- Расстояние между связями следует назначать не более чем 3,6 м.

6.5 Особенности расчета и конструирования жилых зданий с несущими кирпичными стенами с учетом защиты от прогрессирующего обрушения

Расчетные требования

6.5.1 Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения проверяется расчетом на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее постоянные и временные длительные нагрузки, а также воздействие гипотетических локальных разрушений несущих конструкций.

6.5.2 Воздействие локальных разрушений несущих конструкций учитывается тем, что рассматривается несколько вариантов расчетной модели здания, каждый из которых соответствует одному из возможных локальных разрушений конструкций при аварийных воздействиях (см. Рисунок 1, Приложение Л).

6.5.3 Рекомендуется принимать следующие размеры локальных повреждений:

- карстовая воронка под фундаментом здания диаметром 6 м (для карстоопасных районов);
- разрушение (удаление) двух пересекающихся стен одного (любого) этажа на участках от места их сопряжения (в частности, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего пересечения со стеной перпендикулярного направления, но на длине не более 3 м;
- удаление любого из простенков наружной стены;
- удаление любого из участков стены одного этажа шириной 3 м;
- повреждение сборного или монолитного перекрытия общей площадью до 40 м².

6.5.4 Для оценки устойчивости здания против прогрессирующего обрушения разрешается рассматривать лишь наиболее опасные расчетные схемы разрушения:

- локальные разрушения, включающие разрушение наружных стен, ослабленных дверными проемами выходов на балконы и лоджии;

-локальные разрушения, включающие разрушения простенков внутренних стен между двумя дверными проемами при балочной разрезке большепролетных сборных перекрытий.

6.5.5 Кирпичные здания, надземная часть которых запроектирована на расчетную сейсмичность 6 баллов (независимо от категории грунтов основания), допускается не рассчитывать на устойчивость против прогрессирующего обрушения. При этом для расчета в соответствии с [9], рекомендуется принимать необходимые коэффициенты по экстраполяции. По результатам этого расчета должны быть запроектированы узлы и связи в соответствии с [6, 8, 32].

Конструктивные требования

6.5.6 Связи между сборными элементами, устанавливаемые по расчету на нормальные эксплуатационные или монтажные нагрузки либо по конструктивным соображениям, следует проектировать с учетом возможных аварийных локальных разрушений, вызывающих в дисках перекрытий дополнительные усилия растяжения и сдвига.

6.5.7 Эффективная работа связей, препятствующих прогрессирующему обрушению, возможна лишь при обеспечении их пластичности в предельном состоянии: необходимо, чтобы после исчерпания несущей способности связь не выключалась из работы и допускала без разрушения сравнительно большие линейные деформации.

Для обеспечения пластичности соединений сборных элементов, их конструктивные решения должны включать специальные пластичные элементы, выполненные из пластичной листовой или арматурной стали.

6.5.8 Эффективность сопротивления прогрессирующему обрушению здания требует пластичной работы в предельном состоянии не только связей, но и других конструктивных элементов.

В частности, необходимо:

- надпроемные перемычки, работающие как связи сдвига, проектировать так, чтобы они разрушались от изгиба, а не от действия поперечной силы;
- шпоночные соединения проектировать так, чтобы прочность отдельных шпонок на срез была в 1,5 раза больше их прочности при смятии.

6.5.9 Сечения всех перечисленных типов связей должны определяться расчетом на эксплуатационные, монтажные или рассматриваемые здесь аварийные воздействия, но не менее требуемых для обеспечения восприятия растягивающих усилий следующих величин:

- для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях вдоль длины протяженного в плане здания, - 15 кН (1,5 тс) на 1 м ширины здания;
- для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях перпендикулярно длине протяженного в плане здания, а также для горизонтальных связей в зданиях с компактным планом - 10 кН (1,0 тс) на 1 м длины здания.

Расстояние между связями следует назначать не более 3,6 м.

ПРИЛОЖЕНИЕ А*(информационное)***Проектирование с учетом последствий локального разрушения конструкций в зданиях в результате неустановленной причины****А.1 Область применения**

(1) Настоящее приложение А устанавливает правила и методы проектирования зданий, допускающие локальное разрушение конструкций в результате неустановленной причины без наступления непропорционального полного обрушения. Наряду с другими применяемыми методиками эта стратегия, в зависимости от класса по последствиям разрушения (см. 3.4), позволяет обеспечить достаточную живучесть зданий при ограниченных повреждениях или разрушениях без полного обрушения.

А.2 Введение

(1) В соответствии с разделом 3 настоящей части СН РК EN приемлемой является стратегия, в рамках которой допускается проектирование конструкций здания таким образом, чтобы ни все здание, ни его значительная часть не разрушились при возникновении локального разрушения. Применение этой стратегии должно обеспечить достаточную живучесть здания, позволяющую выдерживать влияние ряда неидентифицированных аварийных воздействий.

(2) Минимальным периодом времени, в течение которого здание должно устоять после наступления аварийного события, является период, необходимый для спасения и безопасной эвакуации людей из здания и прилегающих территорий. Для сооружений с опасными веществами, зданий и сооружений, представляющих общественную значимость или важных для национальной безопасности, может потребоваться более продолжительный период времени.

А.3 Классы по последствиям разрушения, применяемые к зданиям

(1) В таблице А.1 указана классификация типов зданий по последствиям разрушения. Эта классификация относится к низкому, среднему и высокому классам по последствиям разрушения, описанным в 3.4(1).

Таблица А.1 Классы по последствиям разрушения

Класс по последствиям разрушения	Примеры типов зданий и их использования
СС1 – низкий (1)	Здания на одну семью, высотой не более четырех этажей. Сельскохозяйственные здания. Здания, редко посещаемые людьми, если расстояние до других зданий или территорий с частым пребыванием людей не менее 1,5-кратного значения высоты этого здания

Таблица А.1 Классы по последствиям разрушения (продолжение)

Класс по последствиям разрушения	Примеры типов зданий и их использования
<p>СС2 – средний (2а) Группа пониженного риска</p>	<p>Пятиэтажные здания на одну семью. Гостиницы высотой не более четырех этажей. Многоквартирные и другие жилые здания не более четырех этажей. Офисные здания не более четырех этажей. Промышленные здания не более трех этажей. Торговые здания не более трех этажей, с площадью каждого этажа до 1000 м². Одноэтажные здания учреждений образования. Все посещаемые людьми здания не более двух этажей, с площадью каждого этажа до 2000 м²</p>
<p>СС2 – средний (2b) Группа повышенного риска</p>	<p>Гостиницы, многоквартирные и другие жилые здания более четырех, но не более 15 этажей. Здания учреждений образования, имеющие более одного, но не более 15 этажей. Торговые здания более трех, но не более 15 этажей. Больницы не более трех этажей. Офисные здания более четырех, но не более 15 этажей. Все посещаемые людьми здания с площадью каждого этажа от 2000 до 5000 м². Паркинги не более шести этажей</p>
<p>СС3 – высокий (3)</p>	<p>Все здания, в которых количество этажей и площадь каждого этажа превышают значения, определенные для класса 2. Все здания, в которых допускается пребывание значительного числа людей. Стадионы, вмещающие более 5000 зрителей. Здания, в которых располагаются опасные вещества и/или технологические процессы</p>
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Если здание можно отнести к нескольким типам их использования, то для него следует назначать наиболее высокий класс по последствиям разрушения.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 При определении количества этажей допускается не учитывать цокольные этажи, если они соответствуют требованиям к классу 2b (группа повышенного риска).</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 3 При сохранении общих принципов и стратегии ограничения масштабов локального разрушения по СН РК EN 1991-1-7 (класс здания по последствиям разрушения), необходимость проведения анализа рисков (включая расчеты с учетом локального разрушения) определяется для конкретного объекта в техническом задании на проектирование, в зависимости от категории ответственности здания или сооружения.</p>	

А.4 Рекомендуемые стратегии

(1) Применение следующих рекомендуемых стратегий обеспечивает достаточный уровень живучести здания, позволяющей выдерживать локальное разрушение без возникновения непропорционального полного обрушения.

а) Для зданий класса 1 по последствиям разрушения.

Если здание было спроектировано и сконструировано для условий нормальной эксплуатации в соответствии с СН РК EN 1990 – СН РК EN 1999, то дополнительный учет особых воздействий от неустановленной причины не требуется.

б) Для зданий класса 2а по последствиям разрушения (группа пониженного риска).

В дополнение к стратегии, рекомендованной для класса 1 по последствиям разрушения, следует предусмотреть эффективные горизонтальные связи или эффективную анкеровку перекрытий в стенах, как определено в А.5.1 — для самонесущих стен и А.5.2 — для несущих стеновых конструкций.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Подробные требования к эффективному анкерному креплению допускается устанавливать в национальном приложении.

в) Для зданий класса 2б по последствиям разрушения (группа повышенного риска).

В дополнение к стратегии, рекомендованной для класса 1 по последствиям разрушения, необходимо:

— обеспечить устройство горизонтальных связей, как установлено в А.5.1 — для самонесущих и в А.5.2 — для несущих стеновых конструкций (см. 1.5.11), совместно с устройством вертикальных связей согласно А.6 во всех опорных колоннах и стенах, или

— выполнить проверку того, что конструкция здания сохранит общую устойчивость и что степень локального повреждения не превысит определенных пределов при условном удалении каждой опорной колонны или балки, поддерживающей колонну, или любой секции несущей стены, как определено в А.7 (за один раз один элемент на каждом этаже здания).

Если условное удаление таких колонн и секций стен вызывает превышение установленных пределов повреждения, то такие элементы следует рассчитывать как ключевые элементы (см. А.8).

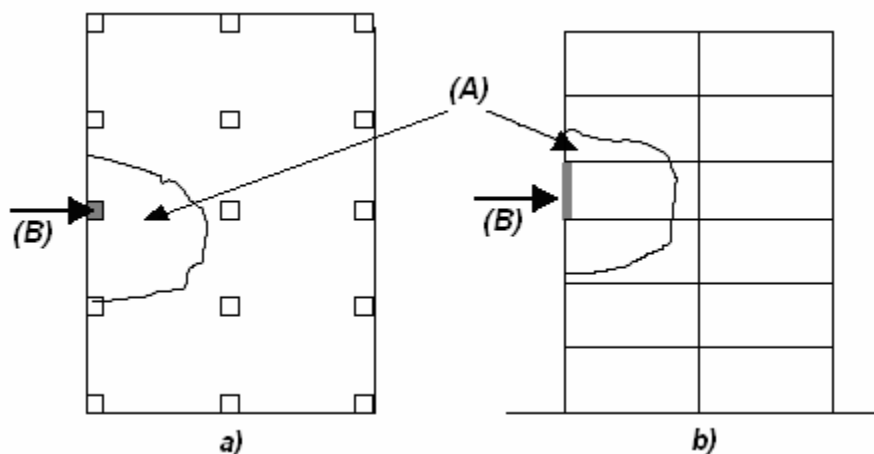
В зданиях с несущими стенами наиболее практичной является стратегия условного удаления стеновой секции, одной секции за один раз.

г) Для зданий класса 3 по последствиям разрушения.

Для здания требуется систематическая оценка риска с учетом прогнозируемых и непрогнозируемых угроз.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Рекомендации по проведению анализа рисков содержатся в Приложении Б [В].

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Пределы допустимого локального разрушения могут быть различными для каждого типа здания. Рекомендуемым значением является 15% площади перекрытия, но не более 100 м² на каждом из двух смежных этажей (рисунок А.1).



(А) — локальное повреждение не превышает 15 % площади перекрытия на каждом из двух смежных этажей;

(В) — условно удаляемая колонна

Рисунок А.1 — Рекомендуемые пределы для допустимого повреждения:

а — план этажа; б — разрез

А.5 Горизонтальные связи

А.5.1 Рамные конструкции

(1) По периметру каждого междуэтажного перекрытия и в уровне покрытия следует обеспечивать горизонтальные связи в плоскости перекрытия в двух перпендикулярных направлениях, для того чтобы надежно связать колонны и стены с конструкциями здания. Связи должны быть непрерывными и располагаться, по возможности, ближе к краям перекрытия и проходить по осям опор и стен. Как минимум 30% связей должно размещаться в непосредственной близости к осевым линиям колонн и стен.

ПРИМЕЧАНИЕ См. пример на рисунке А.2.

(2) Горизонтальные связи могут быть выполнены из стального проката, стальной арматуры в бетонных плитах или арматурной сетки и профильной листовой стали в сталебетонных перекрытиях (при прочном соединении на срез со стальными балками). Связи могут состоять из сочетания этих элементов.

(3) Каждую из непрерывных связей, включая концевые соединения, следует рассчитывать для особого предельного состояния на расчетное растягивающее усилие T_i в случае внутренних связей и T_p в случае связей по периметру. Растягивающие усилия имеют следующие значения:

для внутренних связей:

$$T_i = 0,8 \cdot (g_k + \psi q_k) \cdot sL \text{ или } 75 \text{ кН}, \quad (\text{А.1})$$

где определяющим является большее из значений;

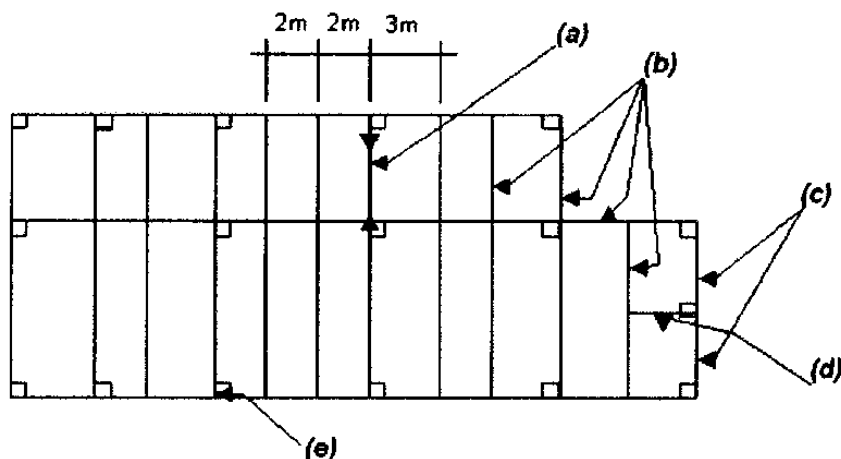
для связей по периметру:

$$T_p = 0,4 \cdot (g_k + \psi q_k) \cdot sL \text{ или } 75 \text{ кН}, \quad (\text{А.2})$$

где определяющим является большее из значений,

s — шаг между связями;
 L — пролет связей;
 ψ — частный коэффициент для воздействий в аварийных расчетных ситуациях (т. е. ψ_1 или ψ_2 согласно EN 1990, формула (6.11b)).

ПРИМЕЧАНИЕ — См. пример на рисунке А.2.



- (a) — балка с пролетом 6 м в качестве внутренней связи;
 (b) — все балки, спроектированные в качестве связей; (c) — связи по периметру;
 (d) — связь, закрепленная к колонне; (e) — крайняя колонна

Рисунок А.2 — Пример размещения горизонтальных связей в шестиэтажном каркасном торговом здании

ПРИМЕР Расчет на аварийное растягивающее усилие T_i в балке пролетом 6 м (см. рисунок А.2), предполагая следующие характеристики воздействий (например, для стального каркаса здания).

Характеристические значения нагрузок: $g_k = 3,0 \text{ кН/м}^2$ и $q_k = 5,0 \text{ кН/м}^2$.

С учетом назначения коэффициента сочетания ψ_1 (т. е. = 0,5) по формуле (6.11a).

$$T_i = 0,8 \cdot (3,00 + 0,5 \cdot 5,00) \cdot \frac{3+2}{2} \cdot 6,0 = 66 \text{ кН} < 75 \text{ кН}.$$

(4) В качестве связей допускается также использовать элементы, воспринимающие другие воздействия, не относящиеся к категории аварийных.

А.5.2 Несущие стеновые конструкции

(1) Для зданий класса 2а по последствиям разрушения (группа пониженного риска), см. таблицу А.1.

Требуемая живучесть достигается методом строительства из объемных элементов, расчет которых включает взаимодействие всех элементов, включая применяемые анкерные крепления перекрытий к стенам.

(2) Для зданий класса 2б по последствиям разрушения (группа повышенного риска), см. таблицу А.1.

В перекрытиях следует размещать непрерывные горизонтальные связи, включающие прямоугольную сетку из внутренних связей, распределенных по перекрытию, и внешние связи, расположенные по периметру плит перекрытия в пределах полосы шириной 1,20 м. Расчетное растягивающее усилие определяют следующим образом:

$$\text{для внутренних связей} \quad T_i = \frac{F_t \cdot (g_k + \psi q_k)}{7,5} \cdot \frac{z}{5} \text{ кН/м, } T_i \geq F_t; \quad (\text{А.3})$$

$$\text{для связей по периметру} \quad T_p = F_t, \quad (\text{А.4})$$

где F_t — 60 кН/м или $20 + 4n_s$ кН/м, определяющим является меньшее значение;

n_s — количество этажей;

z — коэффициент, принимающий наименьшее из значений:

— $5H$, где H — высота этажа в свету;

— максимальное расстояние, м, в направлении связи между осями колонн или других вертикальных несущих элементов, если это расстояние перекрыто:

— отдельной плитой или

— системой балок и плит.

ПРИМЕЧАНИЕ Параметры H (м) и z (м), показаны на рисунке А.3.

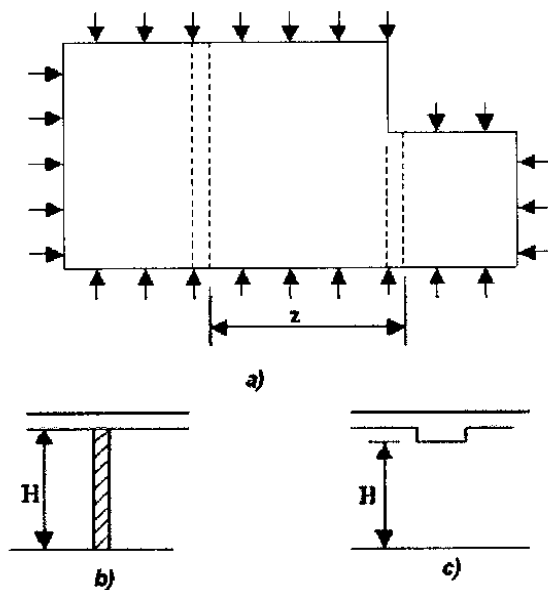


Рисунок А.3 Графическое представление параметров H и z :

а — план этажа;

б — разрез: плита перекрытия;

с — разрез: балка и плита

А.6 Вертикальные связи

(1) Каждая колонна и стена должна быть закреплена непрерывными связями от основания до уровня покрытия.

(2) В рамных конструкциях (стальные или железобетонные конструкции) колонны и стены, воспринимающие вертикальные нагрузки, должны выдерживать растягивающее усилие от аварийного воздействия, равное наибольшей расчетной реакции от

вертикальных постоянных и переменных нагрузок, приложенное к колонне любого этажа. Предполагается, что это растягивающее усилие не действует одновременно с проектными постоянными и переменными воздействиями на конструкцию.

(3) В несущих стеновых конструкциях (см. 1.5.11) вертикальные связи можно считать эффективным при следующих условиях:

а) для стен из каменной кладки толщина стены составляет не менее 150 мм и минимальная прочность на сжатие согласно EN 1996-1-1 равна 5 Н/мм²;

б) если высота стены в свету H , м, измеренная между верхней и нижней гранью перекрытий или перекрытия и крыши, не превышает $20t$, где t — толщина стены, м;

в) если связи рассчитаны на восприятие вертикального анкерного усилия T :

$$\text{большее из } T = \frac{34A}{8000} \cdot \left(\frac{H}{t}\right)^2 \cdot \text{Н или } 100 \text{ кН/м,} \quad (\text{A.5})$$

где A — площадь поперечного сечения стены, измеренная на плане, исключая пустотные участки стен, мм²;

г) если вертикальные связи сгруппированы таким образом, что расстояние между центрами составляет максимум 5 м вдоль стены, и если они располагаются не далее чем на 2,5 м от незакрепленного конца стены.

A.7 Номинальное сечение несущей стены

(1) Номинальную длину несущей стены, указанную в А.4(1) с), определяют следующим образом:

- в железобетонных стенах длина $\leq 2,25H$;
- в наружной каменной кладке, в деревянных или металлических каркасных стенах длина L измеряется, как расстояние между боковыми опорами, в роли которых выступают другие конструктивные элементы (например, колонны или поперечные стены);
- во внутренней каменной кладке, в деревянных или металлических каркасных стенах длина $\leq 2,25H$,

где H — высота этажа, м.

A.8 Ключевые элементы

(1) В соответствии с 3.3(1)Р ключевой элемент конструкции здания, указанный в А.4(1)с), должен выдерживать аварийное воздействие A_d , действующее в горизонтальном и вертикальном направлениях (в одном направлении одновременно) на сам элемент и примыкающие компоненты. При этом следует учитывать предел прочности этих компонентов и их соединений. Такое аварийное расчетное нагружение следует применять, согласно EN 1990, формула (6.11b), в виде сосредоточенной или равномерно распределенной нагрузки.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуемое значение для конструкций зданий $A_d = 34 \text{ кН/м}^2$.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б [В]

(информационное)

Указания по оценке рисков

Б.1[V.1] Введение

(1) Настоящее приложение содержит указания по планированию и проведению оценки рисков для зданий и инженерных сооружений. Общий обзор действий при анализе рисков представлен на рисунке Б.1 [В.1].

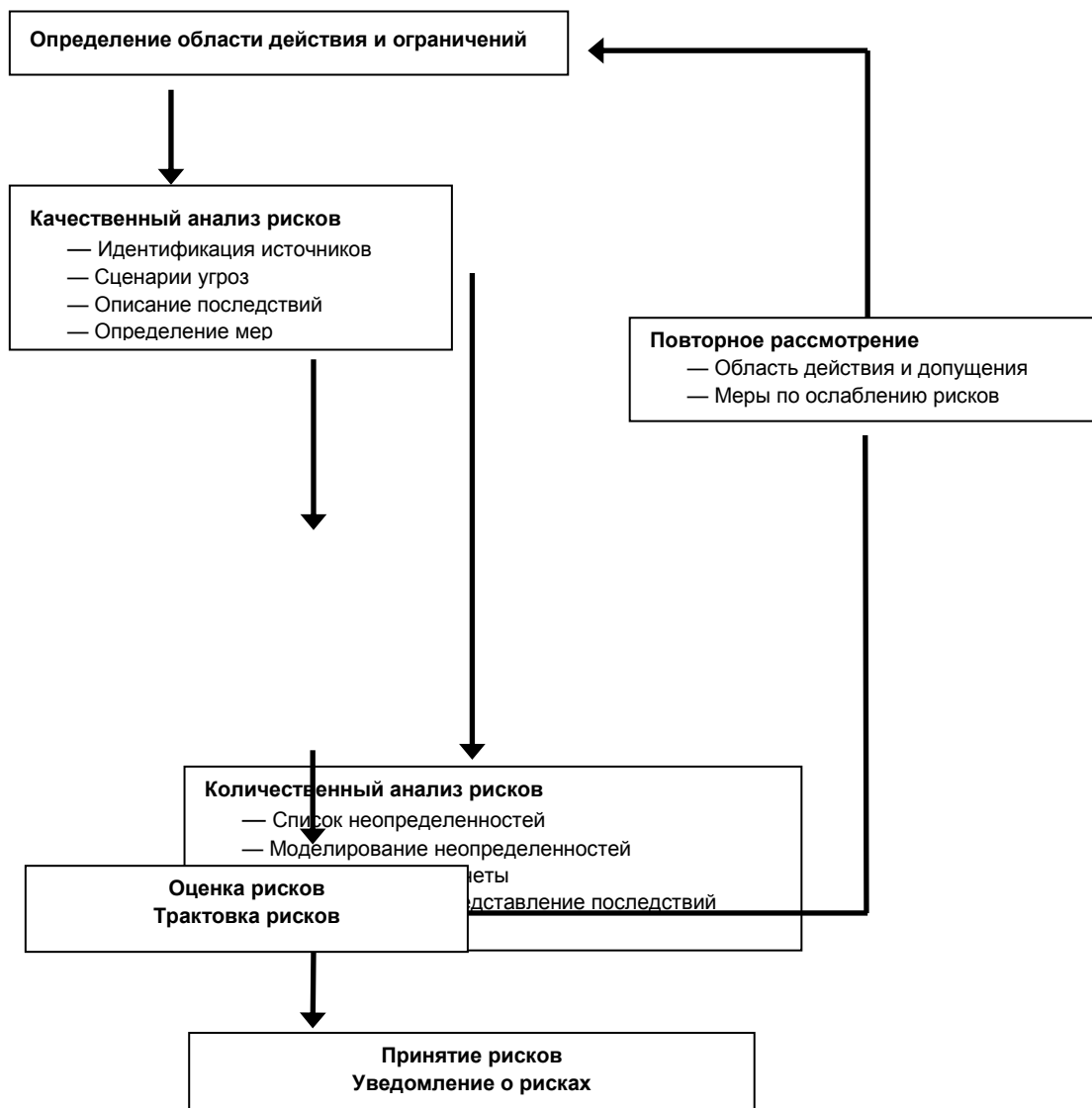


Рисунок Б.1[V.1] — Обзор действий при анализе рисков

Б.2[В.2] Термины и определения

Б.2.1 [В.2.1] **Последствия** (consequence): Возможный результат события (при анализе рисков, обычно нежелательных). Последствия могут быть выражены вербально или численно через показатели человеческих потерь, количества пострадавших, экономических потерь, ущерба окружающей среде, убытков, понесенных пользователями здания и общественностью, и т. д. Следует включать как прямые последствия, так и наступающие по истечении определенного времени.

Б.2.2 [В.2.2] **Сценарий угрозы** (hazard scenario): Критическая ситуация, сложившаяся к определенному времени и определяемая основной угрозой совместно с одним или несколькими сопутствующими условиями, которая может привести к нежелательному событию (например, полное обрушение конструкции).

Б.2.3 [В.2.3] **Риск** (risk): см. 1.5.13.

Б.2.4 [В.2.4] **Критерии приемлемости риска** (risk acceptance criteria): Приемлемые границы для вероятности наступления определенных последствий нежелательного события, которые выражаются в виде годовой частоты появления. Эти критерии обычно определяются авторитетными органами власти с целью установления уровня риска, приемлемого для людей, с одной стороны, и общества, с другой.

Б.2.5 [В.2.5] **Анализ рисков** (risk analysis): Систематический подход к описанию и/или расчету рисков. Анализ рисков включает идентификацию нежелательных событий, причин, вероятностей и последствий этих событий (см. рисунок В.1).

Б.2.6 [В.2.6] **Оценка рисков** (risk evaluation): Сравнение результатов анализа рисков с критериями приемлемости риска и другими критериями принятия решений.

Б.2.7 [В.2.7] **Управление рисками** (risk management): Систематические меры, предпринимаемые определенной организацией для достижения и поддержания уровня безопасности, соответствующего поставленным целям.

Б.2.8 [В.2.8] **Нежелательное событие** (undesired event): Событие или условие, которое может вызвать травмы людей, нанести ущерб окружающей среде или привести к материальным потерям.

Б.3[В.3] Описание содержания работ при анализе рисков

Б.3.1 [(1)] В полном объеме должны быть описаны: предмет, исходные данные и цели анализа рисков.

Б.3.2 [(2)] Подробно должны быть задокументированы все технические, экологические, организационные и человеческие факторы, относящиеся к анализируемой проблеме, и предпринимаемые при ее анализе действия.

Б.3.3 [(3)] Должны быть приведены все предпосылки, допущения и упрощения, сделанные при анализе рисков.

Б.4 [В.4] Методы анализа рисков

Б.4.1 [(1)] Анализ риска состоит из описательной части (качественной) и, если необходимо и осуществимо, может иметь расчетную часть (количественную).

Б.4.1 [В.4.1] Качественный анализ рисков

Б.4.1.1 [(1)] В рамках качественной части анализа рисков проводят идентификацию всех угроз и соответствующих сценариев угроз. Такая идентификация является ключевой задачей при анализе рисков и требует подробного изучения и точного понимания системы. Для этих целей разработан целый ряд методов, позволяющих инженеру выполнять эту часть анализа (например, РНА, HAZOP, дерево отказов, дерево событий, дерево принятия решений, причинная сеть и т. д.).

При анализе строительных рисков следующие условия могут представлять угрозу для конструкции:

- высокие значения обычных воздействий;
- низкие значения сопротивления материалов, возможно, вследствие ошибок или непредусмотренного износа;
- грунтовые условия и иные влияния окружающей среды, не предусмотренные в проекте;
- аварийные воздействия, такие как пожар, взрыв, наводнение (включая размывы), удар или землетрясение;
- неустановленные аварийные воздействия.

При определении сценариев угроз следует учитывать следующее:

- прогнозируемые или известные переменные воздействия на конструкцию;
- условия внешней среды;
- запланированная или действующая программа обследования конструкций;
- общая концепция конструкции, рабочий проект, применяемые строительные материалы и возможные слабые места, в которых возможно возникновение повреждений или износа;
- вид и степень повреждений вследствие установленного (идентифицированного) сценария угрозы, а также последствия повреждений.

Необходимо определить основной режим использования конструкции, для того чтобы выяснить последствия, влияющие на ее безопасность, в случае отказа при возникновении основной угрозы совместно с вероятными сопутствующими воздействиями.

Б.4.2 [В.4.2] Количественный анализ рисков

Б.4.2.1 [(1)] В рамках количественной части анализа рисков производят оценку вероятностей для всех нежелательных событий и их последствий. Показатели вероятности частично базируются на инженерных оценках и поэтому могут существенно отличаться от фактической частоты отказов. Если отказы можно выразить численно, то риск может быть представлен математическим ожиданием последствий нежелательного события. Возможный способ представления рисков показан на рисунке Б.2 [В.2].

Любые погрешности в расчетах/изображениях данных и моделей требуют тщательного обсуждения. Анализ рисков прекращают на соответствующем уровне, принимая во внимание, например, следующее:

- цели анализа рисков и необходимые решения;
- ограничения, принятые на ранних этапах анализа;
- доступность релевантных (уместных) или точных данных;
- последствия от наступления нежелательных событий.

Начальные допущения, на которых основан анализ, должны быть рассмотрены повторно после получения результатов анализа. Чувствительность к факторам, учитываемым при анализе, должна быть определена количественно.

Тяжелые					
Высокие					
Средние					
Низкие					
Очень низкие					
Последствия	Очень низкая	Низкая	Средняя	Высокая	Очень низкая
Вероятность	0,00001	0,0001	0,001	0,01	> 0,1

ПОЯСНЕНИЯ: Последствия возможного разрушения определяют для каждого сценария возникновения угрозы и классифицируют как тяжелые, высокие, средние, низкие и очень низкие. Степень тяжести можно определить следующим образом:

- | | |
|--------------|--|
| тяжелые | — внезапное обрушение конструкции с большой вероятностью гибели и ранений людей; |
| высокие | — отказ одного или нескольких элементов конструкции с большой вероятностью частичного обрушения и некоторой вероятностью ранений людей и прекращения эксплуатации; |
| средние | — отказ одного из элементов конструкции. Полное или частичное обрушение маловероятно. Малая вероятность ранения людей и прекращения эксплуатации; |
| низкие | — локальные повреждения; |
| очень низкие | — незначительные локальные повреждения. |

Рисунок Б.2 [В.2] — Возможное графическое представление результатов количественного анализа рисков

Б.5 [B.5] Приемлемость риска и защитные меры

Б.5.1 [(1)] После установления уровня риска следует принять решение о необходимости указания защитных мер (конструктивных либо неконструктивных).

Б.5.2 [(2)] Для установления приемлемости риска в большинстве случаев применяют принцип ALARP (as low as reasonably practicable/настолько низкий, насколько целесообразно).

В соответствии с этим принципом указывают два уровня риска. Если риск ниже нижней границы общеприемлемого диапазона (т. е. ALARP), защитные меры не применяют. Если риск выше верхней границы общеприемлемого диапазона, то риск рассматривают как неприемлемый. Если уровень риска находится между нижней и верхней границей, проводят поиск экономически оптимального решения.

Б.5.3 [(3)] При оценке рисков для определенного периода времени, относящегося к событию отказа, на основании последствий отказа необходимо учитывать ставку дисконтирования.

Б.5.4 [(4)] Уровни приемлемости риска устанавливают, обычно применяя следующие два критерия:

— уровень риска, приемлемый для индивидуума: риски для индивидуума выражаются обычно как процент несчастных случаев со смертельным исходом. В отношении определенного вида деятельности риски могут быть выражены вероятностью смерти в течение одного года или вероятным периодом времени появления одного смертельного случая;

— уровень риска, приемлемый для общества: социальную приемлемость риска для человеческой жизни, которая может изменяться со временем, представляют зачастую в виде диаграммы $F-N$, показывающей максимальную годовую вероятность F несчастного случая с количеством человеческих потерь более чем N .

В качестве альтернативы можно применять такие концепции как VPF (Value of prevented fatality/ стоимость предотвращения смертельного случая) или Quality index of life (индекс качества жизни).

ПРИМЕЧАНИЕ Уровни приемлемости риска допускается устанавливать в национальном приложении или в рамках конкретного проекта.

Критерии приемлемости допускается устанавливать, руководствуясь определенными национальными положениями и требованиями, определенными нормами и стандартами, опытными данными и/или теоретическими знаниями, которые можно применять как основу для решений, касающихся приемлемого риска. Критерии приемлемости допускается выражать качественно или численно.

Б.5.5 [(5)] В случае качественного анализа рисков можно применять следующие критерии:

а) основная цель должна заключаться в минимизации риска без существенных дополнительных расходов;

б) для последствий, указанных в вертикально заштрихованной области на Рисунке Б.2а [В.2а], риски, связанные с соответствующим сценарием, как правило, могут быть приняты;

в) для последствий, указанных в диагонально заштрихованной области на Рисунке Б.2а [В.2а], необходимо принимать решение о том, принять ли риск для данного сценария или предпринять меры по снижению риска при допустимой их стоимости;

г) для последствий, рассматриваемых как неприемлемые (последствия, указанные в горизонтально заштрихованной области на Рисунке Б.2а [В.2а], скорее всего, являются неприемлемыми), следует предпринять соответствующие меры по снижению риска (см. Б. 6 [В.6]).

Б.6 [В.6] Меры по снижению риска

Б.6 [(1)] Допускается применять следующие меры по снижению риска:

а) исключение или снижение опасности, например, посредством соответствующих расчетов, изменения концепции проекта и посредством мер, направленных на снижение опасности и т. д.;

б) исключение опасности путем изменения концепции проекта или условий использования сооружения, например, путем применения мер по защите конструкций, установки системы спринклеров и т. д.;

в) контроль опасности, например, посредством проведения обследований, установкой систем оповещения и контроля;

г) преодоление опасности, например, путем обеспечения повышенной прочности и живучести, обеспечения альтернативных путей передачи нагрузок за счет резервирования (статической неопределимости) или устойчивости к износу и т. д. ;

д) допущение контролируемого обрушения конструкции при сохранении малой опасности для жизни и здоровья людей, например, в случаях столкновения с осветительными или светофорными мачтами.

Б.7 [В.7] Повторное рассмотрение

Б.7.1 [(1)] Область действия, расчеты и допущения (см. Рисунок Б.1 [В.1]) подвергаются повторной оценке в отношении сценариев до тех пор, пока не будет возможно утвердить конструкции совместно с применяемыми мерами по снижению риска.

Б.8 [В.8] Информация о результатах и выводах

Б.8.1 [(1)] Результаты качественного и количественного (при его наличии) анализа представляют в виде перечня последствий с указанием вероятностей, а степень приемлемости согласовывают со всеми заинтересованными сторонами.

Б.8.2 [(2)] Указывают все данные, применявшиеся при анализе рисков, и источники их получения.

Б.8.3 [(3)] Должны быть резюмированы все основные допущения, предпосылки и упрощения, установленные при анализе рисков, чтобы прояснить обоснованность и ограничения анализа рисков.

Б.8.4 [(4)] Указывают рекомендации по применению мер, направленных на снижение риска, базирующиеся на выводах анализа рисков.

Б.9 [В.9] Применение для зданий и сооружений гражданского строительства

Б.9.1 [В.9.1] Общие положения

Б.9.1.1 [(1)] Для снижения риска в отношении экстремальных событий в зданиях и сооружениях гражданского строительства следует рассматривать одну или несколько следующих мер:

— конструктивные меры, при которых конструктивная система или конструктивные элементы спроектированы с резервом прочности или возможностью альтернативных путей передачи нагрузок в случае локального разрушения;

— неконструктивные меры, включающие снижение:

(а) вероятности возникновения события,

(б) интенсивности воздействия,

(в) последствий разрушения.

Б.9.1.2 [(2)] Вероятности и эффекты от всех аварийных и экстремальных воздействий (например, воздействий от пожара, землетрясения, удара, взрыва, экстремальные климатические воздействия) следует рассматривать в отношении соответствующего набора возможных сценариев опасности. Последствия разрушения в этом случае оценивают в форме количества жертв и экономических потерь. Уточненные пояснения содержатся в Б.9.2 [В.9.2] и Б.9.3 [В.9.3].

Б.9.1.3 [(3)] Методика, описанная в Б.9.1.2 [В.9.1(2)], является менее приемлемой для непрогнозируемых угроз (ошибки в проекте либо при возведении, непредусмотренный износ и т. д.). Поэтому были разработаны более глобальные стратегии проектирования с допуском уровнем повреждений (см. приложение А), например учет классических требований по обеспечению необходимой пластичности и устройству связевых элементов. Специальный подход в этом отношении заключается в рассмотрении ситуации, когда конструктивный элемент (балка, опора), по какой бы причине и в каком бы объеме он не был поврежден, рассматривается как вышедший из строя. В таком случае к остальной части конструкции предъявляется требование, чтобы она в течение относительно короткого промежутка времени (определяемого как период восстановления T) могла выдерживать нормальные нагрузки с некоторым заданным целевым уровнем надежности:

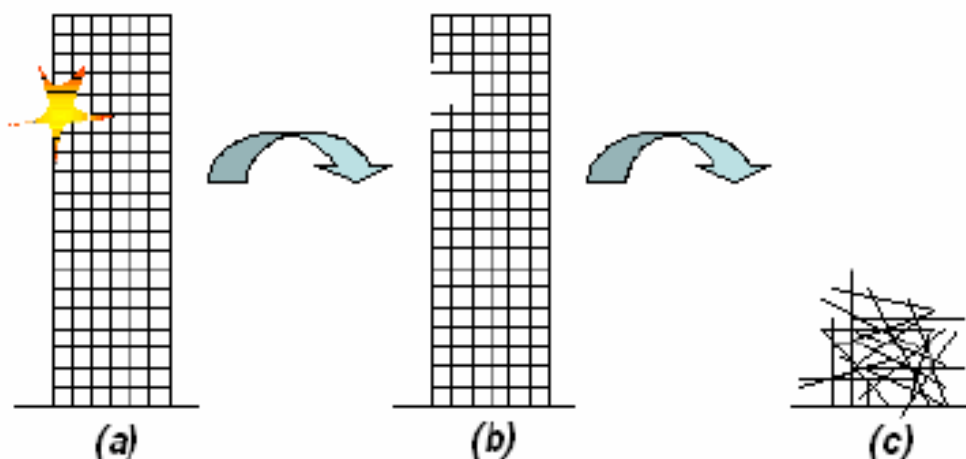
$$P(R < E \text{ в течение } T \mid \text{один элемент удален}) < p_{\text{target}}. \quad (\text{Б.1}) [(В.1)]$$

Целевая надежность зависит от стандартного уровня безопасности зданий, рассматриваемого периода времени T (часы, дни или месяцы) и вероятности, что рассматриваемый элемент будет удален (по причинам, не учтенным в проекте).

Б.9.1.4 [(4)] Для традиционных конструкций при расчетах должны быть учтены все основные возможности обрушения. В случае оправданности, причины отказа с очень малой вероятностью допускается не учитывать. Следует принимать во внимание подход,

описанный в Б.9.1.2 [В.9.1(2)]. Во многих случаях и для исключения сложного анализа допускается применять стратегию, описанную в Б.9.1.3 [В.9.1(3)].

Б.9.1.5 [(5)] Для нетрадиционных конструкций (например, очень большие, а также разработанные с применением новых концепций или материалов) вероятность отказа из-за неустановленной причины следует рассматривать, как существенную. При этом следует применять подход, сочетающий в себе методы, описанные в Б.9.1(2) [В.9.1(2)] и Б.9.1(3) [В.9.1(3)].



Шаг 1 — Идентификация и моделирование основных особых угроз. Оценка вероятности возникновения различных угроз с различными интенсивностями.

Шаг 2 — Оценка состояния повреждения конструкции вследствие различных угроз. Оценка вероятности различных состояний повреждения и соответствующих последствий указанных угроз.

Шаг 3 — Оценка общего состояния поврежденной конструкции. Оценка вероятности аварийного общего состояния поврежденной конструкции с соответствующими последствиями.

Рисунок Б.3 [В.3] — Графическое представление этапов анализа рисков для конструкций, подверженных аварийным воздействиям

Б.9.2 [В.9.2] Анализ рисков для строительных конструкций

Б.9.2.1 [В.9.2(1)] Анализ рисков для конструкций, подверженных аварийным воздействиям, может включать следующие три этапа, см. рисунок В.3.

Этап 1 — Оценка вероятности возникновения различных угроз с соответствующими интенсивностями.

Этап 2 — Оценка вероятности различных поврежденных состояний и соответствующих последствий указанных угроз.

Этап 3 — Оценка вероятности неадекватного общего состояния поврежденной конструкции и соответствующих последствий.

Б.9.2.2 [В.9.2(2)] Полный риск R можно определить следующим образом:

$$R = \sum_{i=1}^{N_H} P(H_i) \sum_j^{N_D} P(D_j | H_i) \sum_{k=1}^{N_S} P(S_k | D_j) C(S_k). \quad (\text{Б.2}) \quad [(\text{Б.2})]$$

При этом принимается, что конструкция подвержена количеству N_H различных угроз, что угрозы могут повредить конструкции N_D различными способами (в зависимости от рассматриваемой угрозы) и что общее состояние поврежденной конструкции можно разделить на N_S неблагоприятных состояний S_k с соответствующими последствиями $C(S_k)$. При этом $P(H_i)$ — вероятность возникновения i -й угрозы (в пределах рассматриваемого интервала времени). $P(D_j | H_i)$ — условная вероятность возникновения j -го поврежденного состояния конструкции при наступлении i -й угрозы. $P(S_k | D_j)$ — условная вероятность наступления k -го неблагоприятного общего состояния S конструкции, находящейся в j -м поврежденном состоянии.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 $P(S_k | D_j)$ и $C(S_k)$ могут значительно зависеть от времени (например, в случае пожара и эвакуации соответственно). Общий риск необходимо оценивать и сравнивать с приемлемым уровнем риска.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Формула (Б.2) [(В.2)] может служить основой при оценке рисков для конструкций не только при редких и особых нагрузках, но и при обычных нагрузках.

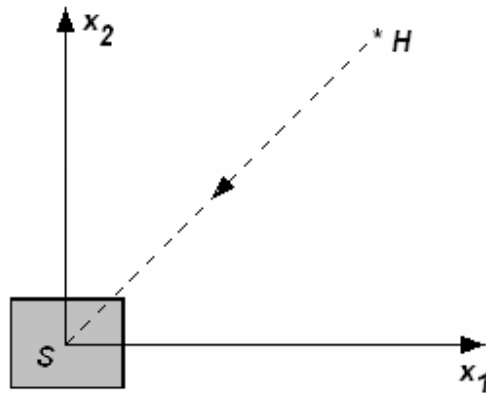
Б.9.2.3 [В.9.2(3)] При оценке рисков необходимо исследовать на предмет рентабельности возможные различные стратегии для управления рисками и снижения рисков:

— риск можно уменьшить за счет снижения вероятности возникновения угрозы, т. е. за счет снижения $P(H)$. Например, угрозу повреждения быков моста в результате удара судна можно снизить за счет создания перед ними искусственных островов. Подобно этому, риск взрывов в зданиях можно снизить за счет удаления из зданий взрывчатых веществ;

— риск можно уменьшить за счет снижения вероятности значительных повреждений при установленных угрозах, т. е. за счет снижения $P(D | H)$. Например, повреждение, возникающее вследствие инициирования пожара, можно предотвратить за счет пассивных и активных мер борьбы с огнем (например, нанесение противопожарных покрытий на стальные элементы или устройство спринклерных систем);

— риск можно уменьшить за счет снижения вероятности наступления нежелательного общего состояния конструкции при возникновении повреждения, т. е. за счет снижения $P(S | D)$. Этого можно добиться за счет проектирования конструкций с достаточной степенью статической неопределенности, допуская при этом альтернативную передачу нагрузок в случае повреждений статической системы.

Б.9.3 [В.9.3] Моделирование рисков при экстремальных событиях



S — конструкция; H — угрожающее событие с величиной M в момент времени t

Рисунок Б.4[В.4] — Компоненты для моделирования экстремального события

Б.9.3.1 [В.9.3.1] Общий формат

Б.9.3.1 [В.9.3(1)] Частью анализа риска является исследование экстремальных угроз, таких как землетрясения, взрывы, столкновения и т. д. Общая модель для таких событий может включать следующие компоненты (см. рисунок Б.4 [В.4]):

- инициирующее событие в определенном месте в определенное время;
- величину энергии M , связанной с этим событием, и, возможно, некоторые другие параметры;
- физическое взаимодействие между событием, окружающей средой и конструкцией, которое может привести конструкцию в одно из предельных состояний.

Б.9.3.2 [В.9.3(2)] Возникновение инициирующего события для некоторой угрозы H согласно Б.9.3.1(1)[В.9.3.1(1)] зачастую моделируют в виде события в рамках пуассоновского процесса с интенсивностью $\lambda(t, x)$ на единицу объема и единицу времени, где t представляет определенную точку во времени, x — положение в пространстве (x_1, x_2, x_3). Вероятность возникновения отказа в течение времени вплоть до T рассчитывают в этом случае (для постоянной λ и малых вероятностей) по формуле (Б.3)[(В.3)]

$$P_r(T) \approx N \int_0^{\infty} P(F|M=m) f_M(m) dm, \quad (\text{Б.3}) [(\text{В.3})]$$

где $N = \lambda T$ — общее число релевантных инициирующих событий в рассматриваемый период времени;

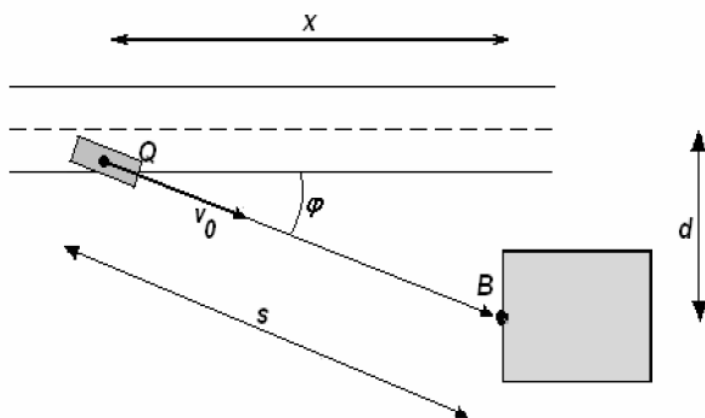
$f_M(m)$ — плотность распределения случайной величины M рассматриваемой угрозы.

Следует отметить, что вероятность отказа может зависеть от расстояния между конструкцией и местоположением события. В таких случаях требуется явное интегрирование по интересующей площади или объему.

Б.9.3.2 [В.9.3.2] Применение к ударам автотранспортных средств

Б.9.3.2.1 [В.9.3.2(1)] В ситуации, показанной на рисунке В.5, столкновение возникает, когда транспортное средство на достаточной скорости меняет курс в критическом месте дороги. Скорость удара зависит от расстояния между дорогой и

конструкцией или элементом конструкции, угла удара, начальной скорости и топографических параметров территории (местности) между дорогой и конструкцией. Иногда на этой территории имеются препятствия или перепады высот.



Транспортное средство изменяет курс в точке Q со скоростью v_0 под углом φ . Столкновение с конструкцией или элементом конструкции, находящимся в окрестности дороги на расстоянии s , происходит при скорости v_r .

Рисунок Б.5 [Б.5] — Удар транспортного средства

Б.9.3.2.2 [Б.9.3.2(2)] На основании общего выражения (Б.3) рассчитывают вероятность отказа для этого случая по формуле (Б.4)

$$P_f = N \int [P(F > R)] \frac{b}{\sin \alpha} f(\alpha) d\alpha, \quad (\text{Б.4}) \quad [(\text{Б.4})]$$

где $N = nT\lambda$ — общее число инициирующих событий в рассматриваемый период времени;

n — интенсивность движения;

λ — интенсивность отказов транспортных средств (количество происшествий на километр пробега транспортного средства);

T — период времени;

b — ширина конструкции, но не более 2-кратного значения ширины ударяющего транспортного средства;

φ — угол направления движения;

$f(\varphi)$ — функция плотности вероятности;

R — сопротивление конструкции;

F — ударное усилие.

Применяя упрощенную модель удара (см. приложение В [С]), ударное усилие F определяют следующим образом:

$$F = \sqrt{mkv_r^2} = \sqrt{mk(v_0^2 - 2as)}, \quad (\text{Б.5}) \quad [(\text{Б.5})]$$

где m — масса транспортного средства;

k — жесткость;

v_0 — скорость транспортного средства в момент изменения курса в точке Q ;

a — постоянное замедление транспортного средства после изменения курса (см. рисунок Б.5 [В.5]);

$s = d/\sin\varphi$, расстояние от точки Q до конструкции.

Б.9.3.3 [В.9.3.3] Применение к ударам судов

Б.9.3.3.1 [В.9.3.3(1)] Для применения согласно Рисунка Б.6 [В.6] формулу (Б.3) [(В.3)] допускается преобразовать в формулу (Б.6) [(В.6)].

$$P_i(T) = N \int P\{F_{dyn}(x) > R\} dx, \quad (\text{Б.6}) \text{ [(В.6)]}$$

где $N = n\lambda T(1 - p_a)$ — общее число аварий в течение рассматриваемого периода времени;

n — количество судов в единицу времени (интенсивность движения);

λ — вероятность отказа на единицу пути;

T — период отнесения (обычно 1 год);

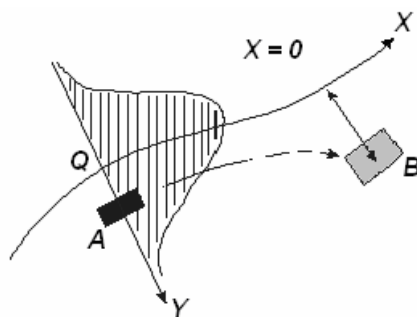
p_a — вероятность исключения столкновения за счет вмешательства человека;

x — координата точки, в которой произошла фатальная ошибка или механический отказ;

F_{dyn} — ударное усилие на конструкцию, полученное согласно расчетам удара (см. приложение С);

R — сопротивление конструкции.

При необходимости допускается учитывать распределение вероятностей для начального положения судна в направлении y (Рисунок Б.6 [В.6]).



A — объект; B — конструкция

Рисунок Б.6 [В.6] — Сценарий удара судна

Б.9.4 [В.9.4] Рекомендации по выполнению анализа рисков при ударах рельсовых транспортных средств

Б.9.4.1 [В.9.4(1)] В рамках оценки рисков для людей от схода с рельсов железнодорожных транспортных средств при приближении к конструкциям класса А (где

допустимая скорость св. 120 км/ч) и к конструкциям класса В необходимо учитывать следующие факторы:

- вероятность схода с рельсов железнодорожных транспортных средств при приближении к конструкции;
- допустимую скорость железнодорожных транспортных средств на рельсах;
- рассчитанное замедление сошедших с рельсов железнодорожных транспортных средств при приближении к конструкции;
- расстояние в поперечном направлении, которое, согласно расчетам, должен преодолеть сошедший с рельсов поезд;
- является ли рельсовый путь единственным на участке вблизи конструкции;
- тип поезда (пассажирский/грузовой);
- ожидаемое число пассажиров в проходящем около конструкции железнодорожном транспортном средстве;
- периодичность движения железнодорожных транспортных средств около конструкций;
- наличие стрелочных переводов и переездов вблизи конструкции;
- статическая система (концепция) конструкции и живучесть опор;
- расположение опор конструкции относительно рельсовых путей;
- ожидаемое количество людей вне железнодорожного транспортного средства, которые могут пострадать.

В меньшей степени увеличивают риск при сходе с рельсов железнодорожных транспортных средств следующие факторы:

- закругление рельсовых путей вблизи конструкции;
- количество рельсовых путей при их наличии в количестве более двух.

Следует также учитывать эффект того, что предложенные превентивные или защитные меры обеспечены на других элементах или других участниках инфраструктуры. Сюда включают, например, влияние сигналов на дальность видимости, разрешение на доступ и другие меры безопасности, связанные с размещением пути.

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительные рекомендации и указания, распространяемые на конструкции классов А и В (см. 4.5.12), содержатся в UIC Code 777-2R (2002) Structures Built Over Railway Lines. (Construction requirements in the track zone/Конструкции над железнодорожными путями. Строительные требования в зоне 777-2R содержат специальные рекомендации и указания по следующим пунктам:

- выполнение оценок рисков для конструкций класса В;
- меры (включая правила конструирования), которые необходимо рассматривать для конструкций класса А, включая ситуации, когда максимальная скорость на участке менее 50 км/ч;
- меры, которые необходимо рассматривать путей). Нормы UIC для конструкций класса А, когда расстояние между ближайшей опорной конструкцией и осью пути ≤ 3 м.

Б.9.4.2 [В.9.4(2)] При разработке подходящих мер по снижению риска для людей от схода поездов с рельсов при приближении к конструкциям класса В необходимо рассматривать следующие требования, по отдельности либо в сочетании:

— обеспечение живучести опорных конструкций, способных выдерживать косой удар сошедшего с рельсов поезда, для снижения вероятности полного обрушения конструкций;

— обеспечение неразрывности пролетов верхней части сооружения для снижения вероятности полного обрушения вследствие столкновения с опорами сошедшего с рельсов поезда;

— обеспечение мер по ограничению бокового отклонения сошедшего с рельсов поезда при приближении его к конструкции для снижения вероятности удара;

— увеличение бокового пространства до опор конструкции для снижения вероятности удара сошедшего с рельсов поезда;

— исключение опор, расположенных на линии, которую пересекает линия, продленная в направлении пути за стрелочным переводом, чтобы снизить вероятность того, что сошедший с рельсов поезд будет направлен к опорной конструкции;

— обеспечение сплошных стен или стеновых опор (фактически, это означает исключение отдельных колонн) для снижения вероятности полного обрушения вследствие столкновения сошедшего с рельсов поезда с опорами конструкции;

— при невозможности обоснованного исключения отдельных опор следует предусмотреть их достаточно неразрывное соединение, чтобы обеспечить устойчивость верхней части сооружения при удалении одной из колонн;

— применение устройств, контролирующих положение стрелочных переводов, и конструкций для поглощения энергии, чтобы уменьшить вероятность удара сошедшего с рельсов железнодорожного транспортного средства.

ПРИЛОЖЕНИЕ В [С]
(информационное)
Динамический расчет для удара

В.1 [С.1] Общие положения

В.1.1 [С.1(1)] **Удар** — это явление взаимодействия между движущимся объектом и конструкцией, при котором кинетическая энергия объекта внезапно преобразуется в энергию деформации. Для определения усилий динамического взаимодействия следует определить механические свойства объекта и конструкции. В расчете обычно используют эквивалентные статические усилия.

В.1.2 [С.1(2)] Уточненные расчеты конструкции на ударные воздействия могут содержать один или оба следующих аспекта:

- динамические эффекты;
- нелинейные свойства материалов.

В настоящем приложении рассматриваются только динамические эффекты.

ПРИМЕЧАНИЕ Вероятностные аспекты и анализ последствий см. в приложении Б [В].

В.1.3 [С.1(3)] В настоящем приложении содержатся указания по приблизительному динамическому расчету конструкций на удар автодорожных, железнодорожных транспортных средств и судов, основанные на упрощенных или эмпирических моделях.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Модели, описанные в приложении В [С], как правило, лучше аппроксимируют расчеты, чем модели, представленные в приложении Б [В], которые в некоторых случаях могут оказаться слишком простыми.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 К аналогичным воздействиям могут приводить столкновения в туннелях, столкновения с защитными ограждениями (см. EN 1317) и т. д. Подобные явления могут возникать также вследствие взрывов (см. приложение Г [D]) и других динамических воздействий.

В.2 [С.2] Динамика удара

В.2.1 [С.2(1)] Удар характеризуется как жесткий удар, если энергия поглощается, главным образом, ударяющим объектом, или как мягкий удар, когда происходит деформация конструкции, в результате чего ударная энергия поглощается конструкцией.

В.2.1 [С.2.1] Жесткий удар

В.2.1.1 [С.2(1)] При жестком ударе допускается применять эквивалентные статические усилия согласно 4.3 – 4.7. В качестве альтернативы допускается выполнять приближенный динамический анализ с применением упрощенных моделей по В.2.1.2 [С.2.1(2) и (3)].

В.2.1.2 [С.2.1(2)] При жестком ударе принимается условие, что конструкция является жесткой и неподвижной, а ударяющий объект во время удара деформируется линейно.

Максимальное динамическое усилие взаимодействия выражается формулой (В.1) [(С.1)]

$$F = v_r \cdot \sqrt{km}, \quad (\text{В.1}) \text{ [(С.1)]}$$

где v_r — скорость объекта при ударе;

k — эквивалентная упругая жесткость ударяющего объекта (т. е. отношение усилия F к общей деформации);

m — масса ударяющего объекта.

Усилие удара можно рассматривать как прямоугольный импульс на поверхности конструкции.

В этом случае продолжительность импульса рассчитывают:

$$F\Delta t = mv \text{ или } \Delta t = \sqrt{m/k} \quad (\text{В.2}) \text{ [(С.2)]}$$

При необходимости можно ввести ненулевое время нарастания (см. Рисунок В.1[(С.1)]).

Если сталкивающийся объект моделируют равнозначным ударяющим объектом с равномерным поперечным сечением (см. Рисунок В.1[(С.1)]), в этом случае можно использовать выражения (В.3) [(С.3)] и (В.4) [(С.4)]:

$$k = EA/L, \quad (\text{В.3}) \text{ [(С.3)]}$$

$$m = \rho AL, \quad (\text{В.4}) \text{ [(С.4)]}$$

где L — длина ударяющего объекта;

A — площадь поперечного сечения;

E — модуль упругости;

ρ — массовая плотность ударяющего объекта.

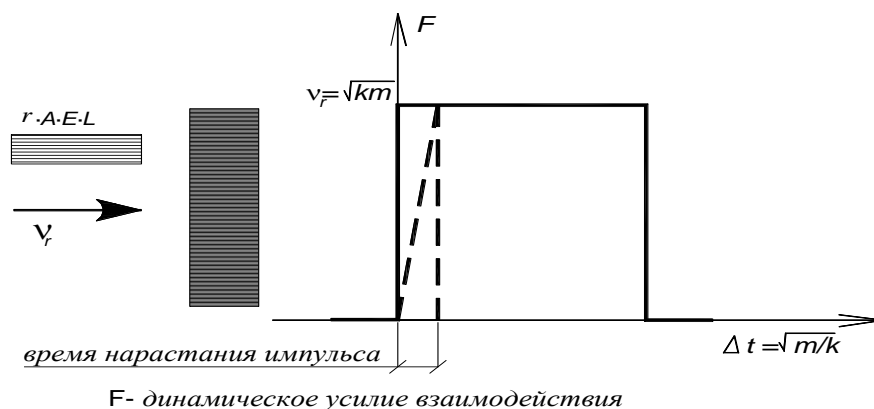


Рисунок В.1 [С.1] — Модель удара

В.2.1.3 [С.2.1(3)] По формуле (В.1) [(С.1)] получают максимальное значение динамического усилия, действующего на наружную поверхность конструкции. В конструкции эти усилия могут вызывать динамические эффекты. Верхнюю границу для этих эффектов можно определить при условии, что реакция конструкции будет упругой, а нагрузка представлена ступенчатой функцией (т. е. функцией, которая резко возрастает до своего конечного значения, после чего это значение остается постоянно). В этом случае динамический коэффициент (т. е. соотношение между динамической и статической реакциями) $\phi_{dyn} = 2,0$. Если необходимо учитывать пульсирующий характер нагрузки (т. е. ограниченное время ее воздействия в соответствии с выражением (В.2) [(С.2)]), применяют динамический коэффициент ϕ_{dyn} , варьирующийся от значений менее 1,0 до 1,8, и зависящий от динамических характеристик конструкции и ударяющего объекта. В общем случае рекомендуется проводить прямой динамический анализ для определения ϕ_{dyn} с применением нагрузок, установленных в настоящем приложении.

В.2.2 [С.2.2] Мягкий удар

В.2.2.1 [С.2.2(1)] Если предполагается, что конструкция является упругой, а ударяющий объект жестким, то применимы формулы, приведенные в В.2.1 [С.2.1], при этом принимают, что k — это жесткость конструкции.

В.2.2.2 [С.2.2(2)] Если конструкцию требуется рассчитать на поглощение ударной энергии за счет пластических деформаций, необходимо обеспечить, чтобы пластичность конструкции была достаточной для поглощения полной кинетической энергии ударяющего объекта $0,5mv_r^2$.

В.2.2.3 [С.2.2(3)] В предельном случае упруго-пластической реакции конструкции вышеуказанное требование сводится к условию в выражении (В.5) [(С.5)]

$$0,5mv_r^2 \leq F_0 y_0, \quad (В.5) [(С.5)]$$

где F_0 — пластическая прочность конструкции, т. е. предельное значение статического усилия F ;

y_0 — деформируемость конструкции, т. е. смещение точки приложения удара, которому конструкция может подвергаться.

ПРИМЕЧАНИЕ Аналогичные суждения распространяются на строительные элементы или другие защитные конструкции, специально разрабатываемые для защиты сооружения от удара (см., например, EN 1317 Road restraint systems/Дорожные ограничительные системы).

В.3 [С.3] Удары отклонившихся от курса дорожных транспортных средств

В.3.1 [С.3(1)] При столкновении грузового транспортного средства с конструктивным элементом скорость удара v_r в выражении (В.1) [(С.1)] рассчитывают по формуле (В.6) [(С.6)]

$$v_r = \sqrt{(v_0^2 - 2as)} = v_0 \cdot \sqrt{1 - d/d_b} \quad (\text{при } d < d_b), \quad (В.6) [(С.6)]$$

где (см. также Рисунок В.2 [С.2])

v_0 — скорость грузового транспортного средства при съезде с полосы движения;

a — среднее замедление грузового транспортного средства после съезда с полосы движения;

s — расстояние от точки съезда грузовика с полосы движения до конструктивного элемента (см. Рисунок В.2 [С.2]);

d — расстояние от осевой линии полосы движения до конструктивного элемента;

d_0 — тормозной путь $d_b = (v_0^2 / 2a) \sin \varphi$, где φ — угол между полосой движения и курсом отклонившегося транспортного средства.

В.3.2 [С.3(2)] Ориентировочная вероятностная информация по базисным переменным, основанная частично на статических данных и частично на инженерных экспертных оценках, приведена в Таблице В.1 [С.1].

ПРИМЕЧАНИЕ — См. также приложение Б [В].

Таблица В.1 [С.1] — Ориентировочные данные для вероятностных расчетов ударных усилий

Переменная	Обозначение	Распределение вероятностей	Среднее значение	Стандартное отклонение
v_0	Скорость транспортного средства: шоссе, магистраль городская дорога внутренний двор стоянка	Логнормальное Логнормальное Логнормальное Логнормальное	80 км/ч 40 км/ч 15 км/ч 5 км/ч	10 км/ч 8 км/ч 5 км/ч 5 км/ч
a	Замедление	Логнормальное	4,0 м/с ²	1,3 м/с ²
m	Масса транспортного средства — грузового	Нормальное	20 000 кг	12 000 кг
m	Масса транспортного средства — легкового	—	1500 кг	—
k	Жесткость транспортного средства	Детерминированное значение	300 кН/м	—
φ	Угол	Рэля	10°	10°

В.3.3 [С.3(3)] На основании таблицы В.1 [С.1] можно определить следующее приблизительное расчетное значение динамического усилия взаимодействия при ударе:

$$F_d = F_0 \cdot \sqrt{1 - d / d_b}, \quad (\text{В.7}) \text{ [(С.7)]}$$

где F_0 — усилие удара;

d и d_b — см. (1).

Ориентировочные значения F_0 и d_b представлены в таблице В.2 [С.2] вместе с расчетными значениями m и v . Все эти значения соответствуют приблизительно средним значениям, указанным в таблице В.1 [С.1], плюс или минус стандартное отклонение.

При наличии в частных случаях уточненной информации допускается применять другие расчетные значения, которые зависят от требуемого уровня безопасности, интенсивности движения и частоты аварий.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Представленная модель является грубой схематизацией и не учитывает влияния многих факторов, которые могут играть важную роль, как например причина аварии, наличие бордюров, кустов, заборов. В некоторой степени, разброс значений замедления частично компенсирует эти влияния.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Расчет динамического ударного усилия F_d по формуле (В.7) [(С.7)] допускается модифицировать на основе анализа рисков, принимая во внимание потенциальные последствия удара, скорость замедления, тенденцию транспортного средства отклоняться от направления проезжей части дороги, вероятность съезда транспортного средства с проезжей части дороги и вероятность столкновения транспортного средства с конструкциями.

В.3.4 [С.3(4)] При отсутствии динамического анализа допускается применять динамический коэффициент 1,4 для упругой реакции сооружения.

ПРИМЕЧАНИЕ Усилия, указанные в настоящем приложении, предназначены для использования совместно с упругопластическим динамическим анализом конструкций.

Таблица В.2 [С.2] Расчетные значения масс транспортных средств, скоростей и динамических ударных усилий F_0

Тип дороги	Масса m , кг	Скорость v_0 , км/ч	Замедление a , м/с ²	Ударное усилие F_0 , кН, рассчитанное по формуле (С.1) при $v_r = v_0$	Расстояние $d_b^{a)}$, м
Автострады	30 000	90	3	2400	20
Городские дороги ^{b)}	30 000	50	3	1300	10
Дворы:					
только легковые автомобили	1500	20	3	120	2
все автомобили	30 000	15	3	500	2
Стоянки:					
только легковые автомобили	1500	10	3	60	1
^{a)} Участки дороги с ограничением скорости 50 км/ч.					
^{b)} Значение d_b допускается умножать на подъемах на 0,6 и на склонах на 1,6 (см. рисунок С.2).					

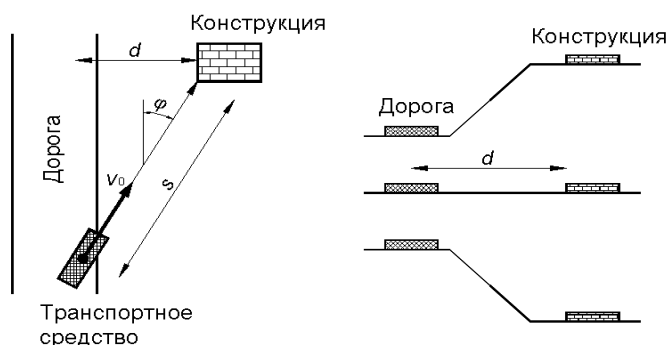


Рисунок В.2 [С.2] — Схема ситуации при ударе транспортного средства (вид сверху и поперечный разрез подъема, равной местности и склона)

В.4 [С.4] Удары судов

В.4.1 [С.4.1] Удар судна на внутренних водных путях

В.4.1.1 [С.4.1(1)] Как правило, столкновение судна с цельной конструкцией на внутренних водных путях следует рассматривать как жесткий удар, при котором кинетическая энергия поглощается упругими или пластическими деформациями самого судна.

В.4.1.2 [С.4.1(2)] Если динамический анализ не выполняют, то применяют ориентировочные значения усилий от удара судна на внутренних водных путях по таблице С.3.

Таблица В.3 [С.3] — Ориентировочные значения динамических усилий от удара судна на внутренних водных путях

Класс СЕМТ ^{а)}	Пример судна	Длина l , м	Масса m^b , т	Усилие F_{dx}^c , кН	Усилие F_{dy}^c , кН
I		От 30 до 50	От 200 до 400	2000	1000
II		От 50 до 60	От 400 до 650	3000	1500
III	«Gustav König» («Густав Кениг»)	От 60 до 80	От 650 до 1000	4000	2000
IV	Класс «Европа»	От 80 до 90	От 1000 до 1500	5000	2500
V a	Крупное судно	От 90 до 110	От 1500 до 3000	8000	3500
V b	Буксир + 2 баржи	От 110 до 180	От 3000 до 6000	10 000	4000
VI a	Буксир + 2 баржи	От 110 до 180	От 3000 до 6000	10 000	4000
VI b	Буксир + 4 баржи	От 110 до 190	От 6000 до 12 000	14 000	5000
VI c	Буксир + 6 барж	От 190 до 280	От 10 000 до 18 000	17 000	8000
VII	Буксир + 9 барж	300	От 14 000 до 27 000	20 000	10 000

Таблица В.3 [С.3] — Ориентировочные значения динамических усилий от удара судна на внутренних водных путях (продолжение)

a) СЕМТ: European Conference of Ministers of Transport (Европейская конференция министров транспорта), рекомендации по классификации от 19 июня 1992 г., приняты Советом ЕС 29 октября 1993 г.
b) Масса m , т, (1 т = 1000 кг) учитывает общую массу судна, включающую массу конструкции судна, груза и топлива. Ее называют также тоннажем, весовым водоизмещением.
c) Усилия F_{dx} и F_{dy} включают эффекты гидродинамической массы и базируются на исследованиях, учитывающих ожидаемые условия для всех классов водных путей.

В.4.1.3 [С.4.1(3)] Ориентировочные динамические значения, приведенные в таблице В.3 [С.3], допускается корректировать в зависимости от последствий разрушений в результате удара судна. Эти динамические значения рекомендуется увеличивать при высоких последствиях разрушений и уменьшать при низких, см. также 3.4.

В.4.1.4 [С.4.1(4)] Если не выполняется динамический анализ конструкций, подверженных удару, ориентировочные динамические значения из таблицы В.3 [С.3] рекомендуется умножать на соответствующий динамический коэффициент. В действительности, значения в таблице В.3 [С.3] учитывают динамические эффекты в ударяющем объекте, но не в конструкции.

Указания по динамическим расчетам приведены в В.4.3 [С.4.3]. Ориентировочное значение динамического коэффициента составляет 1,3 — для лобового удара и 1,7 — для бокового удара.

В.4.1.5 [С.4.1(5)] В зоне порта усилия, приведенные в таблице В.3 [С.3], допускается умножать на коэффициент 0,5.

В.4.2 [С.4.2] Удар судна на морских путях

В.4.2.1 [С.4.2(1)] Если динамический анализ не выполняют, то применяют ориентировочные значения усилий от удара судна на морских водных путях, указанные в таблице В.4 [С.4].

Таблица В.4 [С.4] Ориентировочные значения динамических усилий взаимодействия при ударе судна на морских водных путях

Класс судна	Длина l , м	Масса m ^{a)} , т	Усилие F_{dx} ^{b), c)} , кН	Усилие F_{dy} ^{b), c)} , кН
Малое	50	3 000	30 000	15 000
Среднее	100	10 000	80 000	40 000
Большое	200	40 000	240 000	120 000
Очень большое	300	100 000	460 000	230 000
^{a)} Масса m , т, (1 т = 1000 кг) учитывает общую массу судна, включающую массу конструкции судна, груза и топлива. Ее называют также тоннажем, весовым водоизмещением. Масса m не включает добавочную гидравлическую массу. ^{b)} Указанные усилия соответствуют скорости около 5,0 м/с и учитывают эффекты добавочной гидравлической массы. ^{c)} В определенных случаях следует учитывать влияние выпуклостей, утолщений.				

В.4.2.2 [С.4.2(2)] Если не выполняется динамический анализ конструкций, подверженных удару, рекомендуется умножать ориентировочные динамические значения, указанные в таблице В.4 [С.4], на соответствующий динамический коэффициент. В действительности, значения в таблице В.4 [С.4] учитывают динамические эффекты в ударяющем объекте, но не в конструкции.

Указания по динамическим расчетам приведены в В.4.3 [С.4.3]. Ориентировочное значение динамического коэффициента составляет 1,3 — для лобового удара и 1,7 — для бокового удара.

(3) В зоне порта усилия, приведенные в таблице В.4 [С.4], допускается умножать на коэффициент 0,5.

(4) При боковом и кормовом ударе рекомендуется из-за меньшей скорости умножать усилия, приведенные в таблице В.4 [С.4], на коэффициент 0,3. Определяющим при проектировании может стать боковой удар в узких проливах, где невозможен лобовой удар.

В.4.3 [С.4.3] Уточненный анализ удара судна на внутренних водных путях

В.4.3.1 [С.4.3(1)] Динамическое ударное усилие F_d допускается определять по формулам (В.8) [(С.8)] – (В.13) [(С.13)]. В этом случае рекомендуется использовать среднее значение массы для соответствующего класса судна в таблице В.3 [С.3] и расчетную скорость $v_{rd} = 3$ м/с, увеличенную на скорость течения.

В.4.3.2 [С.4.3(2)] При необходимости учета гидродинамической массы рекомендуется применять для этого значения, соответствующие 10 % вытесненной массы воды для лобового удара и 40 % — для бокового.

В.4.3.3 [С.4.3(3)] При упругих деформациях (при $E_{def} \leq 0,21$ МНм) расчетное динамическое ударное усилие допускается рассчитывать по формуле (В.8) [(С.8)]

$$F_{dyn,el} = 10,95 \cdot \sqrt{E_{def}}, \text{ МН.} \quad (\text{В.8}) [(С.8)]$$

В.4.3.4 [С.4.3(4)] При пластических деформациях (при $E_{def} > 0,21$ МНм) расчетное динамическое ударное усилие допускается рассчитывать по формуле (В.9) [(С.9)]

$$F_{dyn,pl} = 5,0 \cdot \sqrt{1 + 0,128 \cdot E_{def}}, \text{ МН.} \quad (\text{В.9}) [(С.9)]$$

Энергия деформации E_{def} , МНм, соответствует имеющейся кинетической энергии E_a в случае лобового удара. В случае бокового удара под углом $\alpha < 45^\circ$ предполагают, что удар является скользящим, и энергию деформации рассчитывают следующим образом:

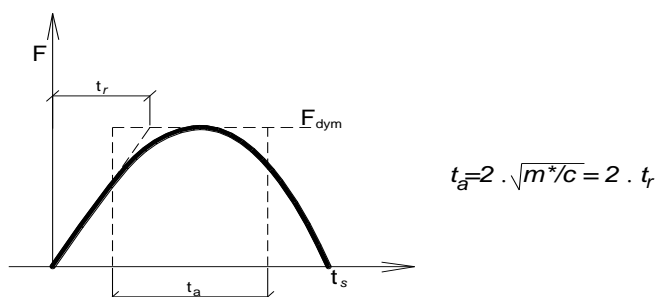
$$E_{def} = E_a \cdot (1 - \cos \alpha). \quad (\text{В.10}) [(С.10)]$$

В.4.3.5 [С.4.3(5)] Для расчетов ударных усилий на основе вероятностных методов можно использовать информацию о вероятностных моделях базисных переменных, которые определяют энергию деформации или ударные характеристики судна.

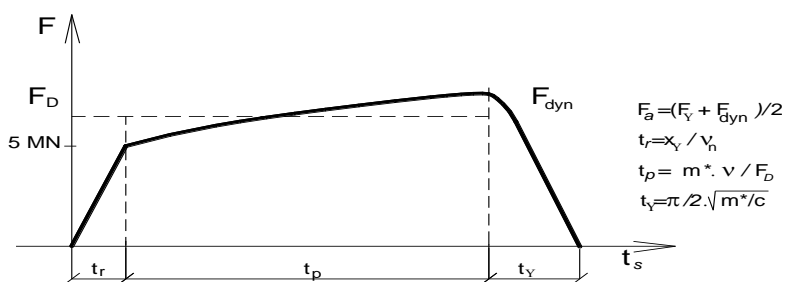
В.4.3.6 [С.4.3(6)] При выполнении динамического анализа конструкций ударные усилия следует моделировать в виде полусинусоидальных волновых импульсов при $F_{dyn} < 5$ МН (упругий удар) или в виде трапецеидальных импульсов при $F_{dyn} > 5$ МН

(пластический удар). Длительность нагрузки и другие подробности представлены на Рисунке В.3 [С.3].

Упругий удар ($F_{dyn} \leq 5 \text{ МН}$)



Пластический удар ($F_{dyn} > 5 \text{ МН}$)



t_r — время исчерпания упругости, с;

t_p — время пластического удара, с;

t_e — время упругой реакции, с;

t_a — эквивалентная продолжительность удара, с;

t_s — общая продолжительность удара, с; $t_s = t_r + t_p + t_e$;

c — упругая жесткость судна, равно 60 МН/м;

F_0 — упругопластическое предельное усилие, равно 5 МН;

x_e — упругая деформация ($\approx 0,1 \text{ м}$);

v_n — а) скорость движения v_r при лобовом ударе;

б) скорость судна под прямым углом к точке удара, $v_n = v_r \sin \alpha$ при боковом ударе.

Учитываемая масса m^* :

а) при лобовом ударе: общая масса судна;

б) при боковом ударе: $m^* = (m_1 + m_{hydr})/3$,

где m_1 — масса судна и m_{hydr} — добавочная гидродинамическая масса.

Рисунок В.3 [С.3] — Функция зависимости нагрузки и времени при ударе судна соответственно при упругой и пластической реакции судна

В.4.3.7 [С.4.3(7)] Если известно расчетное значение усилия удара, например, из таблицы В.3 [С.3], и необходимо рассчитать длительность нагрузки, то массу m^* допускается рассчитывать следующим образом:

— при $F_{dyn} > 5$ МН — приравнявая E_{def} , формула (В.9) [(С.9)], к кинетической энергии $E_a = 0,5 m^* v_n^2$;

— при $F_{dyn} \leq 5$ МН — непосредственно по формуле $m^* = (F_{dyn}/v_n)^2 \cdot (1/c)$, МН · с²/м.

(8) Если расчетная скорость не указана в проекте, то рекомендуется использовать значение $v_{rd} = 3$ м/с, увеличенное на скорость течения; в портах допускается применять скорость 1,5 м/с. Угол α может быть принят равным 20°.

В.4.4 [С.4.4] Уточненный анализ удара судна на морских водных путях

В.4.4.1 [С.4.4(1)] В портах допускается применять скорость 1,5 м/с, в прилив — 5 м/с.

В.4.4.2 [С.4.4(2)] Расчетное динамическое ударное усилие для морских грузовых судов с собственным весом от 500 до 300 000 DWT (Dead Weight Tons — тонна собственного веса) допускается определять по формуле (С.11).

$$F_{bow} = \begin{cases} F_0 \cdot \bar{L} [\bar{E}_{imp} + (5,0 - \bar{L}) \bar{L}^{1,6}]^{0,5} & \text{при } \bar{E}_{imp} \geq \bar{L}^{2,6}, \\ 2,24 \cdot F_0 [\bar{E}_{imp} \bar{L}]^{0,5} & \text{при } \bar{E}_{imp} < \bar{L}^{2,6}, \end{cases} \quad (\text{В.11}) [(С.11)]$$

где $\bar{L} = L_{pp} / 275$ м;

$\bar{E}_{imp} = E_{imp} / 1425$ МНм;

$E_{imp} = \frac{1}{2} m_x v_0^2$;

F_{bow} — максимальное ударное усилие от носовой части, МН;

F_0 — исходное значение ударной силы, равно 210 МН;

E_{imp} — энергия, поглощаемая пластическими деформациями;

L_{pp} — длина судна, м;

m_x — масса плюс добавочная масса в отношении продольного движения, 10^6 кг;

v_0 — начальная скорость судна, $v_0 = 5$ м/с (в портах — 2,5 м/с).

В.4.4.3 [С.4.4(3)] Для определения расчетных ударных усилий на основе вероятностных методов можно использовать вероятностные модели базисных переменных, описывающих энергию деформации или ударные характеристики судна.

В.4.4.4 [С.4.4(4)] Из условия баланса энергии по формуле (В.12) [(С.12)] определяют максимальное вдавливание судна s_{max} :

$$s_{max} = \frac{\pi E_{imp}}{2 P_{bow}}. \quad (\text{В.12}) [(С.12)]$$

В.4.4.5 [С.4.4(5)] Длительность удара T_0 определяют по формуле (В.13) [(С.13)]

$$T_0 \approx 1,67 \cdot \frac{s_{max}}{V_0}. \quad (\text{В.13}) [(С.13)]$$

В.4.4.6 [С.4.4(6)] Если расчетная скорость не указана в проекте, то рекомендуется использовать значение $v_{rd} = 5$ м/с, увеличенное на скорость течения; в портах допускается применять скорость 2,5 м/с.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г [D]
(информационное)
Внутренние взрывы⁵

Г.1 [D.1] Взрывы пыли внутри помещений, в резервуарах и бункерах

Г.1.1 [D.1(1)] Тип пыли обычно представляют параметром материала K_{St} , который характеризует поведение при взрыве в замкнутом объеме. Значение K_{St} можно определить экспериментально стандартными методами для каждого типа пыли.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Более высокие значения K_{St} приводят к большему давлению и к более короткому времени нарастания давления взрыва. Значения K_{St} зависят от таких факторов, как изменение химического состава, размера частиц и влагосодержания. Ориентировочные значения K_{St} указаны в таблице Г.1 [D.1].

ДОПОЛНЕНИЕ Упомянутые выше стандартные методы определения K_{St} , и, кроме того, p_{max} приведены в EN 14034 "Determination of explosion characteristics of dust clouds".

Таблица Г.1– Значения K_{St} и p_{max} для пыли

Таблица Г.1 создана на основе [Таблицы D.1] (затенена)		Дополнение к таблице [D.1]
Тип пыли	K_{St} , кН/м ² · м/с	p_{max} , кН/м ²
Бурый уголь	18 000	430
Целлюлоза	27 000	970
Кофе	9000	900
Кукуруза, также дробленая	12 000	940-1030
Кукурузный крахмал	21 000	1000
Зерно	13 000	900
Молочный порошок	16 000	900
Каменный уголь	13 000	920
Смешанные корма	4000	
Бумага	6000	900
Гороховая мука	14 000	
Красящие вещества (пигменты)	29 000	1000
Резина	14 000	850
Ржаная мука, пшеничная мука	10 000	920
Соевая мука	12 000	900
Сахар	15 000	900
Стиральный порошок	27 000	900
Древесина, древесная мука	22 000	1000

⁵ см. Примечание к Пункту 5.1.2.

Таблица Г.1– Значения K_{St} и p_{max} для пыли (продолжение)

Тип пыли	K_{St} , кН/м ² · м/с	p_{max} , кН/м ²
Дополнение к Таблице [D.1]		
Алюминиевый порошок	110000	1300
Зола	3500	190
Ячмень	8300	770
Картофельная мука	11500	880
Кокс	14600	820
Целлюлозная пульпа	6200	990
Пробка	20200	960
Тапиока (крупа)	6200	940
Уголь древесный активированный	1400	770
Аскорбиновая кислота	11100	900
Ацетат кальция	900 – 2100	520-650
Декстрин	10600	880
Лактоза	8100	770
Полиэтилен	15600	800
Эпоксидная смола	12900	790
Полипропилен	10100	840
Поливинилхлорид	4600 – 9800	760-830

ПРИМЕЧАНИЕ 2 При взрыве пыли давление достигает своего максимального значения через 20–50 мс. Падение до нормальных значений сильно зависит от предохранительных конструкций и геометрии помещения.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 См. также ISO 1684-a Explosion protection systems. Part 1: Determination of explosion indices of combustible dusts in air (Системы защиты от взрыва. Часть 1. Определение индексов взрыва горючей пыли в воздухе).

Г.1.2 [D.1(2)] Площадь предохранительных конструкций в кубических и вытянутых помещениях, резервуарах и бункерах на случай взрыва пыли внутри допускается определять по формуле (Г.1) [(D.1)]

$$A = (4,485 \times 10^{-8} \times p_{max} \times K_{St} \times p_{red,max}^{-0,569} + 0,027 \times (p_{stat} - 10) \times p_{red,max}^{-0,5}) \times V^{0,753} \quad (Г.1)[(D.1)]$$

где A – площадь предохранительных конструкций, м²;

p_{max} – максимальное давление при взрыве пыли, кН/м²;

K_{St} – индекс дефлаграции облака пыли, кН/м² · м · с⁻¹, см. Таблицу Г.1 [D.1];

$p_{red,max}$ – ожидаемое максимально пониженное давление в замкнутой конструкции с предохранительными конструкциями, кН/м²;

p_{stat} – статическое давление активации предохранительных конструкций с учетом размеров существующей площади этих конструкций, кН/м²;
 V – объем помещения, резервуара или бункера, м³.

Формула (Г.1) [(D.1)] применима со следующими ограничениями:

- $0,1 \text{ м}^3 \leq V \leq 10\,000 \text{ м}^3$;
- $H/D \leq 2$, где H – высота и D – диаметр вытянутого помещения, резервуара или бункера;
- $10 \text{ кН/м}^2 \leq p_{stat} \leq 100 \text{ кН/м}^2$, разрушение панелей и дисков с малой массой, реагирующих практически без инерции;
- $10 \text{ кН/м}^2 \leq p_{red,max} \leq 200 \text{ кН/м}^2$;
- $500 \text{ кН/м}^2 \leq p_{max} \leq 1000 \text{ кН/м}^2$ для $1000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1} \leq K_{St} \leq 30000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1}$;
- $500 \text{ кН/м}^2 \leq p_{max} \leq 1200 \text{ кН/м}^2$ для $30000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1} \leq K_{St} \leq 80000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1}$.

Г.1.3 [D.1(3)] Площадь предохранительных устройств в прямоугольных замкнутых конструкциях (enclosure) можно определить по Формуле (Г.2) [(D.2)]

$$A = (4,485 \times 10^{-8} \times p_{max} \times K_{St} \times p_{Bem}^{-0,569} + 0,027 \times (p_{stat} - 10) \times p_{Bem}^{-0,5}) \times V^{0,753} \quad (\text{Г.2}) [(D.2)]$$

где

A – площадь предохранительных устройств, м²;

p_{max} – максимальное давление при взрыве пыли, кН/м²;

K_{St} – индекс дефлаграции облака пыли, кН/м² · м · с^{–1}, см. Таблицу Г.1 [D.1];

p_{Bem} – давление, соответствующее расчетной прочности конструкций, кН/м²;

ДОПОЛНЕНИЕ Ориентировочные значения расчетной прочности некоторых конструкций приведены в Таблице Г.2:

Таблица Г.2 – Расчетные нагрузки от взрыва при разрушении конструкций

Конструкции зданий	Нагрузка, кН/м ²
Заполнение оконных и дверных проемов	0,4÷1,8
Каменные (кирпичные и блочные) стены	1,0÷4,0
Панели стен из легких бетонов	0,8÷2,0
Железобетонные плиты покрытия	2,0÷10,0
Стропильные балки и фермы	2,5÷12,0
Колонны каркаса	5,0÷20,0

p_{stat} – статическое давление активации предохранительных устройств с учетом размеров существующей площади этих устройств, кН/м²;

V – объем прямоугольной замкнутой конструкции (enclosure), м³.

Формула (Г.2) [(D.2)] применима со следующими ограничениями:

- $0,1 \text{ м}^3 \leq V \leq 10\,000 \text{ м}^3$;
- $L_3/D_E \leq 2$, где L_3 – максимальный размер замкнутой конструкции (enclosure);
- $D_E = 2 \cdot (L_1 \cdot L_2/\pi)^{0,5}$;
- L_1, L_2 – другие размеры замкнутой конструкции (enclosure);

$-10 \text{ кН/м}^2 \leq p_{\text{stat}} \leq 100 \text{ кН/м}^2$, разрушение панелей и дисков с малой массой, реагирующих практически без инерции;

$$-10 \text{ кН/м}^2 \leq p_{\text{Вем}} \leq 200 \text{ кН/м}^2;$$

$$500 \text{ кН/м}^2 \leq p_{\text{max}} \leq 1000 \text{ кН/м}^2 \text{ для } 1000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1} \leq K_{\text{St}} \leq 30000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1};$$

$$-500 \text{ кН/м}^2 \leq p_{\text{max}} \leq 1200 \text{ кН/м}^2 \text{ для } 30000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1} \leq K_{\text{St}} \leq 80000 \text{ кН/м}^2 \cdot \text{м} \cdot \text{с}^{-1}.$$

Г.1.4 [D.1(4)] Для вытянутых помещений при $L_3/D_E \geq 2$ следует учитывать следующее увеличение площади предохранительных устройств:

$$\Delta A_H = A \times (-4,305 \times \lg(p_{\text{Вем}}) + 9,368) \times \lg(L_3/D_E), \quad (\text{Г.3}) \text{ [(D.3)]}$$

где ΔA_H — увеличение площади сбрасываемых элементов, м^2 .

Г.2 [D.2] Взрывы природного газа

Г.2.1 [D.2(1)] В зданиях с подключением природного газа конструкции допускается рассчитывать на взрыв природного газа внутри помещений, используя эквивалентное статическое номинальное давление, определяемое по формулам (Г.4)[(D.4)] и (Г.5)[(D.5)], при этом определяющим является большее значение:

$$p_d = 3 + p_{\text{stat}} \quad (\text{Г.4}) \text{ [(D.4)]}$$

или

$$p_d = 3 + p_{\text{stat}}/2 + 0,04/(A_v/V)^2, \quad (\text{Г.5}) \text{ [(D.5)]}$$

где

p_{stat} — равномерно распределенное статическое давление, при котором происходит срабатывание предохранительных конструкций, кН/м^2 ;

A_v — площадь легкосбрасываемых элементов, м^2 ;

V — объем прямоугольного помещения, м^3 .

Формулы (Г.4)[(D.4)] и (Г.5)[(D.5)] распространяются на помещения объемом до 1000 м^3 .

ПРИМЕЧАНИЕ Давление дефлаграции эффективно действует одновременно на все ограждающие поверхности помещения.

Г.2.2 [D.2(2)] В тех случаях, когда предохранительные конструкции характеризуются различными значениями p_{stat} , следует использовать максимальное значение p_{stat} . Значения $p_d > 50 \text{ кН/м}^2$ не учитывают.

Г.2.3 [D.2(3)] Отношение площади предохранительных конструкций к объему должно удовлетворять условию (Г.6) [(D.6)]:

$$0,05 \text{ (1/м)} \leq A_v/V \leq 0,15. \quad (\text{Г.6}) \text{ [(D.6)]}$$

Г.3 [D.3] Взрывы в авто- и железнодорожных туннелях

Г.3.1 [D.3(1)] В случае детонации в авто- и железнодорожных туннелях допускается применять функцию зависимости между давлением и временем в соответствии с формулами (Г.7) [(D.7)] – (Г.9) [(D.9)] (см. Рисунок Г.1а [D.1a]):

$$p(x,t) = p_0 \times \exp(-(t - |x|/c_1)/t_0) \quad \text{для } |x|/c_1 \leq t \leq |x|/c_2 - |x|/c_1; \quad (\text{Г.7}) [(D.7)]$$

$$p(x,t) = p_0 \times \exp(-(|x|/c_2 - 2|x|/c_1)/t_0) \quad \text{для } |x|/c_2 - |x|/c_1 \leq t \leq |x|/c_2; \quad (\text{Г.8}) [(D.8)]$$

$$p(x,t) = 0 \quad \text{для всех остальных условий,} \quad (\text{Г.9}) [(D.9)]$$

где

p_0 – пиковое давление (равно 2000 кН/м² для обычного топлива из сжиженного газа);

c_1 – скорость распространения ударной волны (~ 1800 м/с);

c_2 – скорость распространения звука в горячих газах (~ 800 м/с);

t_0 – постоянная времени (равна 0,01 с);

$|x|$ – расстояние до центра взрыва;

t – время, с.

Г.3.2 [D.3(2)] В случае дефлаграции в авто - и железнодорожных туннелях допускается учитывать следующую кривую «давление – время» (см. Рисунок Г.1б [D.1b]):

$$p(t) = 4 \times p_0 \times (t/t_0) \times (1 - t/t_0) \quad \text{для } 0 \leq t \leq t_0, \quad (\text{Г.10}) [(D.10)]$$

где

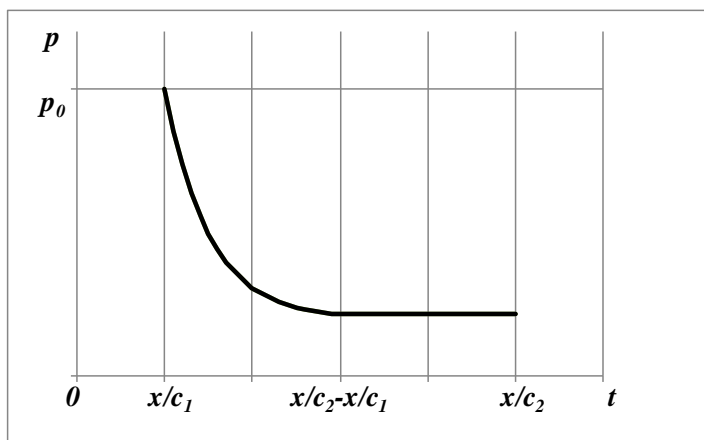
p_0 – пиковое давление (равно 100 кН/м² для обычного топлива из сжиженного газа);

t_0 – постоянная времени (равна 0,1 с);

t – время, с.

Г.3.3 [D.3(3)] Давление, определенное по формуле (Г.10)[(D.10)], может быть использовано для всей внутренней поверхности туннеля.

а)



б)

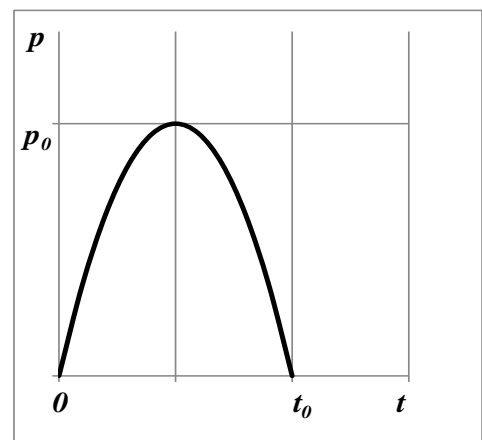


Рисунок Г.1 [D.1] – Давление как функция времени для детонации (а) и дефлаграции (б)

ПРИЛОЖЕНИЕ Д (информационное)

Альтернативные методы вычисления давлений и площадей предохранительных конструкций при взрывах

В настоящем Приложении приведены методы вычисления давлений и площадей предохранительных конструкций при взрывах. Приведенные методы основаны на методиках, изложенных в документах, разработанных CEN, как правило, после выхода из печати Европейского норматива EN 1991-1-7:2006.

Д.1 Взрывы пыли

Д.1.1 В данном разделе представлена методика по EN 14491 «Dust explosion venting protective systems».

ПРИМЕЧАНИЕ В формулах используется внесистемная единица измерения давления «бар», примерно равная одной атмосфере. Один бар равен 10^5 Па или 10^6 дин/см² (в системе СГС). В прошлом бар – название единицы системы СГС, равной $1 \text{ дин/см}^2 = 0,1 \text{ Па}$.

Д.1.2 Для отдельных замкнутых конструкций (бункеры, силосы, резервуары и т.п.), в которых предусмотрены соответствующие меры для предотвращения распространения пламени между замкнутыми конструкциями (изоляция взрыва), рекомендуется применять следующие формулы:

а) при $0,1 \text{ бар} \leq p_{\text{red,max}} < 1,5 \text{ бар}$

$$A = B (1 + C \times \lg(L/D)), \quad (\text{Д.1})$$

где

A – площадь предохранительной конструкции;

ПРИМЕЧАНИЕ Площадь A вычисляется в предположении, что коэффициент эффективности устройства E_f (определяют по EN 14797 «Explosion venting devices») равен 1 и, следовательно, эффективная площадь предохранительной конструкции равна физической (геометрической) площади предохранительной конструкции. Некоторые устройства имеют коэффициент эффективности меньше 1 и, следовательно, эффективная площадь предохранительной конструкции будет меньше ее физической площади. Для компенсации пониженной эффективности устройства следует использовать площадь $A_v = A / E_f$ (формула Д.2).

$$B = (3,264 \times 10^{-5} \times p_{\text{max}} \times K_{\text{St}} \times p_{\text{red,max}}^{-0,569} + 0,27 \times (p_{\text{stat}} - 0,1) \times p_{\text{red,max}}^{-0,5}) \times V^{0,753} \quad (\text{Д.3})$$

$$C = (-4,305 \times \lg(p_{\text{red,max}}) + 0,758) \quad (\text{Д.4})$$

L/D – соотношение между длиной (высотой) и диаметром замкнутой конструкции;

б) при $1,5 \text{ бар} \leq p_{\text{red,max}} < 2,0 \text{ бар}$

$$A = B \quad (\text{Д.5})$$

(см. также Примечание к Формуле (Д.1) выше).

Д1.2.1 Формулы (Д.1) – (Д.5) применимы при следующих условиях:

а) объем замкнутой конструкции $0,1 \text{ м}^3 \leq V \leq 10000 \text{ м}^3$;

б) $0,1 \text{ бар} \leq p_{\text{stat}} \leq 1,0 \text{ бар}$;

если $p_{\text{stat}} < 0,1 \text{ бар}$, следует принимать $p_{\text{stat}} = 0,1 \text{ бар}$;

в) $p_{\text{stat}} \leq p_{\text{red,max}} \leq 2,0 \text{ бар}$;

рекомендуется, чтобы $0,12 \text{ бар} \leq p_{\text{red,max}}$;

г) $5 \text{ бар} \leq p_{\text{max}} \leq 10 \text{ бар}$ для $10 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \leq K_{\text{St}} \leq 300 \text{ бар} \cdot \text{м/с}$;

$5 \text{ бар} \leq p_{\text{max}} \leq 12 \text{ бар}$ для $300 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \leq K_{\text{St}} \leq 800 \text{ бар} \cdot \text{м/с}$;

д) давление в окружающей среде $80 - 110 \text{ кПа}$,

температура от -20°C до 60°C (при вариации менее $0,5^\circ\text{C}$ в минуту);

относительная влажность от 5% до 85%;

содержание кислорода $(20 \pm 0,2)\%$;

е) $1 \leq L/D \leq 20$; рекомендации по вычислению L/D даны в Пункте Д1.2.2.

Если одно или более вышеприведенных условий не соблюдается, применимость формул (Д.1) – (Д.5) должна быть согласована с соответствующими органами.

Д1.2.2 Для вычисления отношения L/D при любой форме вытянутой замкнутой конструкции и при любом расположении предохранительного устройства рекомендуется применять следующую процедуру:

а) оценить максимально возможный путь (H), который может пройти пламя до достижения им предохранительного устройства;

б) вычислить объем той части замкнутой конструкции, через которую пламя может пройти по максимально возможному пути (V_{eff});

ПРИМЕЧАНИЕ Не всегда V_{eff} является объемом, который должен использоваться при вычислении площади предохранительного устройства.

в) разделить V_{eff} на H для получения эффективной площади замкнутой конструкции (A_{eff});

г) вычислить эффективный диаметр (D_{eff}) замкнутой конструкции, исходя из A_{eff} ;

д) вычислить отношение L/D .

Примеры вычисления отношения L/D приведены ниже (см. Рисунки Д.1 – Д.3).

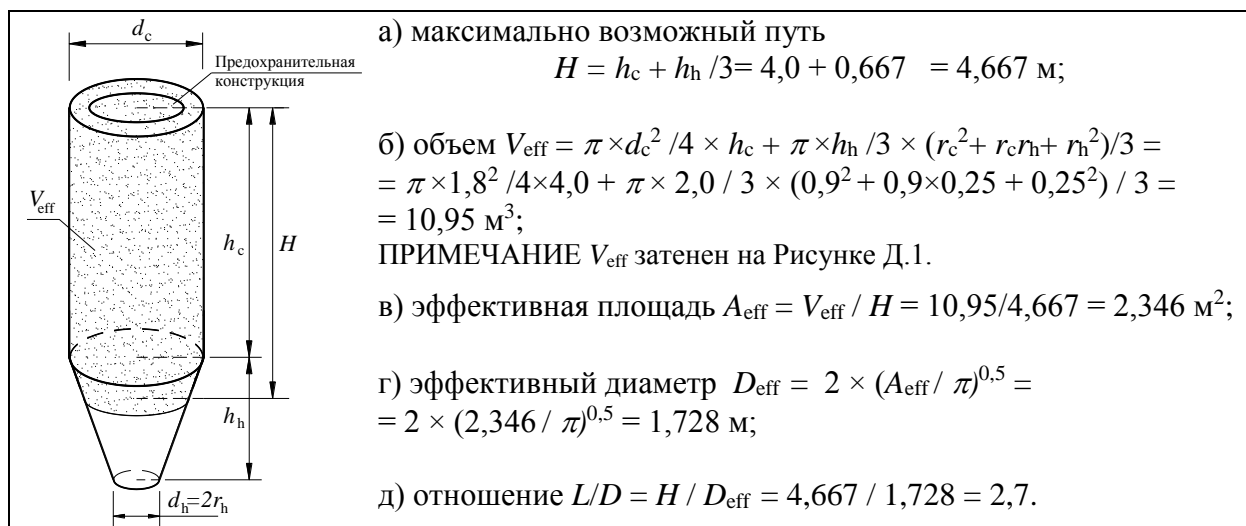


Рисунок Д.1

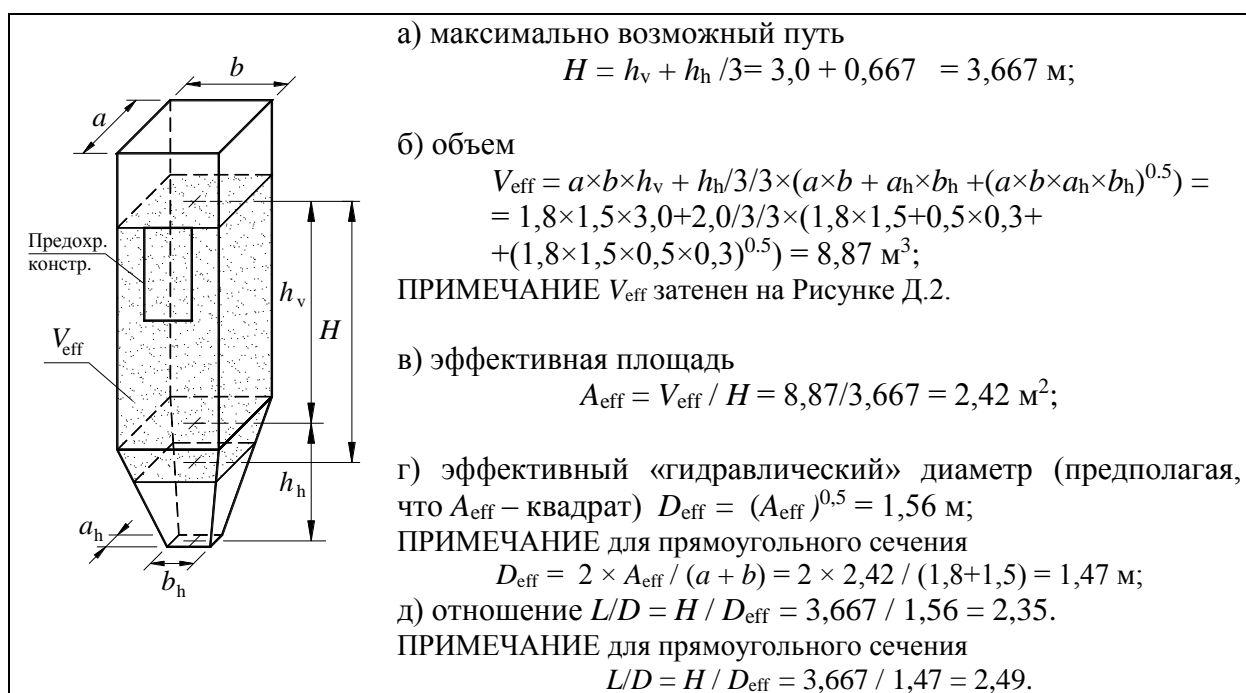


Рисунок Д.2

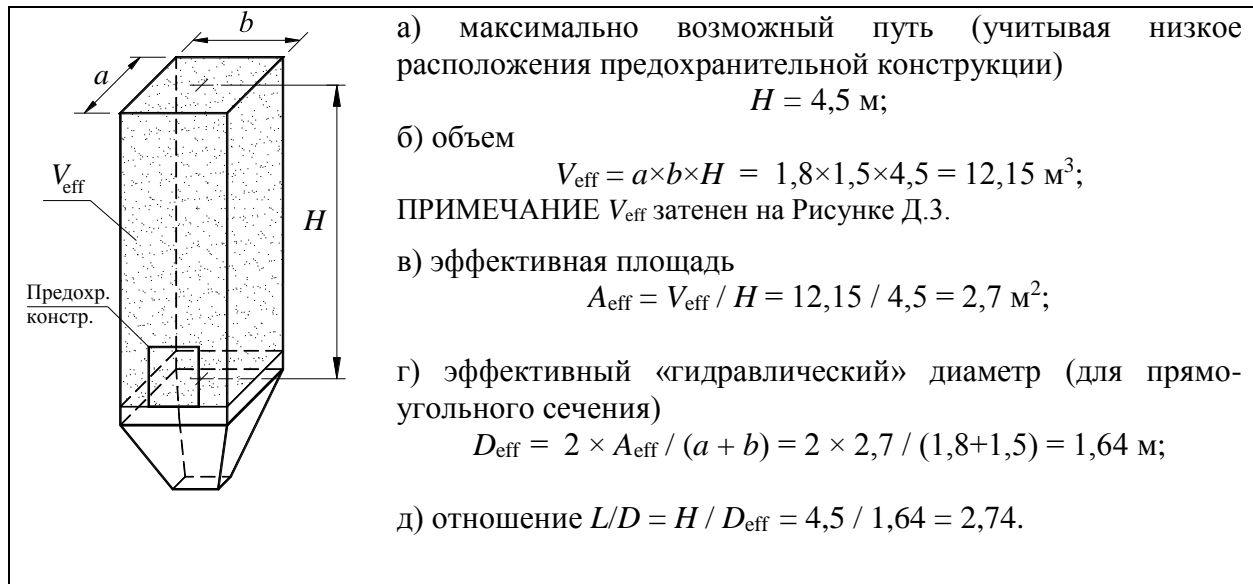


Рисунок Д.3

Д.1.3 Для зданий рекомендуется применять следующую формулу:

$$A = C \times A_s \times (p_{\text{red,max}})^{-0,5}, \quad (\text{Д.6})$$

где

A – геометрическая площадь предохранительной конструкции, м^2 ;

ПРИМЕЧАНИЕ Площадь A вычисляется в предположении, что коэффициент эффективности устройства E_f (определяют по EN 14797 «Explosion venting devices») равен 1;

Требуемая площадь предохранительной конструкции $A_v = A / E_f$ (см. формулу Д.2).

C – константа, принимаемая следующим образом:

- для $0 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \leq K_{St} \leq 100 \text{ бар} \cdot \text{м/с}$ $C = 0,018 \text{ бар}^{0,5}$;
- для $100 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \leq K_{St} \leq 200 \text{ бар} \cdot \text{м/с}$ $C = 0,026 \text{ бар}^{0,5}$;
- для $200 \text{ бар} \cdot \text{м/с} \leq K_{St} \leq 300 \text{ бар} \cdot \text{м/с}$ $C = 0,030 \text{ бар}^{0,5}$.

A_s – площадь внутренней поверхности замкнутой конструкции, м^2 ;

ПРИМЕЧАНИЕ Площадь A_s вычисляется как полная площадь, включающая все поверхности помещения, подлежащего защите от взрыва. Неконструктивные элементы (например, перегородки), которые не в состоянии противостоять ожидаемому давлению, не должны включаться в эту площадь. A_s должна включать площадь покрытия (потолка), стен, пола, предохранительных устройств сброса давления. Незначительными нерегулярностями и отклонениями от простых форм допускается пренебрегать или «усреднять» их.

$p_{\text{red,max}}$ при применении данной формулы не должно превышать 0,1 бар.

Д.1.3.1 Предохранительные конструкции (устройства сброса давления) предполагаются распределенными равномерно и симметрично по ограждающим конструкциям.

При оценке $p_{red,max}$ следует принимать во внимание конструктивные элементы с наименьшей несущей способностью, а также оборудование и/или другие устройства, которые могут опираться на несущие элементы.

Следует учитывать особенности конструкций и нагрузок на них.

ПРИМЕЧАНИЕ Например, перекрытия (покрытия) обычно не рассчитываются на восприятие нагрузок, действующих снизу вверх. Наличие снеговой нагрузки может увеличить p_{stat} , а, следовательно, и $p_{red,max}$. Давление $p_{red,max}$, как правило, всегда превышает p_{stat} по меньшей мере, на 0,02 бар.

Д.2 Взрывы газа

Д.2.1 В данном разделе представлена методика по EN 14994 «Gas explosion venting protective systems».

ПРИМЕЧАНИЕ В формулах используется внесистемная единица измерения давления «бар», примерно равная одной атмосфере. Один бар равен 10^5 Па или 10^6 дин/см² (в системе СГС). В прошлом бар – название единицы системы СГС, равной $1 \text{ дин/см}^2 = 0,1 \text{ Па}$.

Д.2.2 Предохранительные конструкции (устройства сброса давления) должны соответствовать EN 14797 «Explosion venting devices».

Д.2.3 Индекс дефлаграции облака газа K_G и максимальное давление взрыва p_{max} должны быть определены в соответствии с EN 13673 «Determination of the maximum explosion pressure and the maximum rate of pressure rise of gases and vapours».

Д.2.4 Представленный метод применяется к отдельным замкнутым конструкциям, в которых предусмотрены соответствующие меры для предотвращения распространения пламени между замкнутыми конструкциями (изоляция взрыва).

Метод предполагает, что атмосфера внутри замкнутой конструкции находится в покое в момент воспламенения.

В соответствии с данным методом, площадь предохранительных конструкций вычисляют по формуле:

$$A = (((0,1265 \times \lg(K_G) - 0,0567) \times p_{red}^{-0,5817}) + (0,1754 \times p_{red}^{-0,5722} \times (p_{stat} - 0,1))) \times V^{2/3}, \quad (\text{Д.7})$$

где

A – геометрическая площадь предохранительных конструкций, м²;

ПРИМЕЧАНИЕ Площадь A вычисляется в предположении, что коэффициент эффективности устройства E_f (определяют по EN 14797 «Explosion venting devices») равен 1;

A_v – площадь предохранительных конструкций при коэффициенте эффективности устройства $E_f < 1$, м²; $A_v = A / E_f$ (см. формулу Д.2).

K_G – индекс дефлаграции облака газа, бар·м/с; ориентировочные значения K_G для некоторых газов приведены в таблице Д.1.

Таблица Д.1 – Ориентировочные значения K_G для некоторых газов

Газ	p_{\max} , бар	K_G , бар·м/с
Ацетилен	10,6	1415
Бутан	8,0	92
Этан	7,8	106
Водород	6,8	550
Изопропанол	7,8	83
Метан	7,1	55
Метанол	7,5	75
Неопентан	7,8	60
Пентан	7,8	104
Пропан	7,9	100

p_{red} – пониженное избыточное давление взрыва, бар;

p_{stat} – статическое давление активации предохранительных конструкций, бар;

V – объем замкнутой конструкции, м³.

Формула (Д.7) применима при следующих условиях:

- а) замкнутая конструкция не имеет элементов, вызывающих турбулентность;
- б) $K_G \leq 550$ бар·м/с;
- в) $0,1 \text{ бар} \leq p_{\text{stat}} \leq 0,5 \text{ бар}$;
- г) $p_{\text{red}} \leq 2,0 \text{ бар}$;
- д) $p_{\text{red}} > p_{\text{stat}} + 0,05 \text{ бар}$;
- е) $V \leq 1000 \text{ м}^3$;
- ж) соотношение между длиной (высотой) и диаметром замкнутой конструкции $L/D \leq 2$;
- з) начальные условия – атмосферное давление;
- и) $E_f = 1$ для предохранительных конструкций (устройств сброса давления), имеющих массу менее $0,5 \text{ кг/м}^2$;
- к) $E_f = 1$ для предохранительных конструкций, имеющих массу более $0,5 \text{ кг/м}^2$ и менее или равную 10 кг/м^2 при $A_v/V^{0,753} < 0,07$; это применимо для $p_{\text{stat}} \leq 0,1 \text{ бар}$ и $0,1 \text{ бар} < p_{\text{red}} < 2,0 \text{ бар}$;
- л) для всех других условий и для предохранительных конструкций, имеющих массу более 10 кг/м^2 , коэффициент эффективности E_f должен определяться экспериментально по EN 14797 «Explosion venting devices».

Д.2.5 Учет повышенного начального давления при оценке пониженного избыточного давления взрыва может быть произведен по формуле:

$$p_{red2} = p_{red1} \times (p_2 + 1)^\gamma, \quad (Д.8)$$

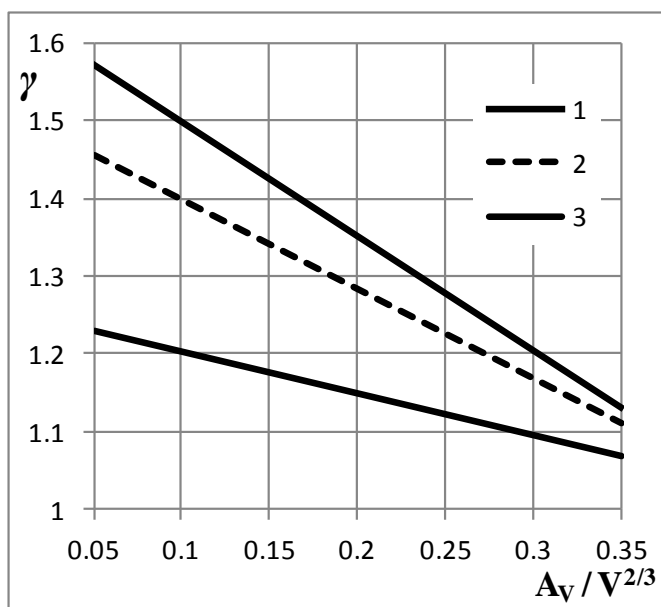
где

p_2 – начальное повышенное давление, бар;

p_{red1} – пониженное избыточное давление взрыва, вычисленное по методу, примененному в Пункте Д.2.4 при атмосферном давлении, бар;

p_{red2} – действительное пониженное избыточное давление взрыва;

γ – показатель степени, зависящий от площади предохранительных конструкций и объема замкнутой конструкции, как показано на Рисунке Д.4.



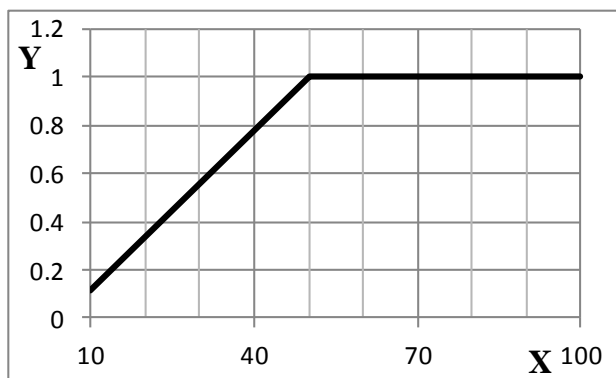
1 – пропан
2 – этилен
3 – водород

ПРИМЕЧАНИЕ Рисунок Д.4 применим для начального давления до 3 бар.

График для пропана применим для газов, имеющих K_G , превышающий K_G пропана не более, чем в 1,3 раза.

Рисунок Д.4

Д.2.6 Учет частичного заполнения замкнутой конструкции взрывоопасной смесью может быть выполнен, используя график, изображенный на Рисунке Д.5.



X – степень заполнения, %;
 $Y = (p_{red,max}) / (p_{red,max} \text{ при } 100\%).$

ПРИМЕЧАНИЕ График может быть применен только при:

- сниженном давлении p_{red} менее 1 бар для 100% заполнения;
- статическом давлении активации предохранительного устройства $p_{stat} = 0,1$ бар.

Рисунок Д.5

Д.2.7 Представленный ниже метод применяется к отдельным протяженным замкнутым конструкциям, в которых соотношение между длиной (высотой) и диаметром замкнутой конструкции $2 < L/D \leq 10$.

Метод предполагает, что

- газовая смесь внутри замкнутой конструкции находится в покое, а замкнутая конструкция не имеет элементов, вызывающих турбулентность;
- форма замкнутой конструкции не содержит изгибов или изменений поперечного сечения;
- газы или газовые смеси имеют скорость горения, близкую к скорости горения метана или пропана.

Д.2.7.1 Если предохранительные устройства расположены по обоим концам замкнутой конструкции (в торце или в стенке близко к торцу), то сниженное давление вычисляют по формулам (Д.9) – (Д.11).

Эти же формулы применяют, когда имеются дополнительные предохранительные устройства, расположенные вдоль замкнутой конструкции.

$$p_{\text{red}} = p_{\text{stat}} + (0,023 \times S_{\text{ui}}^2 \times K \times W \times (L/D)^{1/3}) / V^{1/3} \quad (\text{Д.9})$$

$$p_{\text{red}} = 0,015 \times d \times K \quad \text{для } p_{\text{stat}} \leq 0,06 \text{ бар;} \quad (\text{Д.10})$$

$$p_{\text{red}} = 0,015 \times d \times K + 0,15 \quad \text{для } p_{\text{stat}} > 0,06 \text{ бар;} \quad (\text{Д.11})$$

где

p_{red} – пониженное давление взрыва, бар;

p_{stat} – статическое давление активации предохранительных конструкций;

S_{ui} – скорость горения газа, м/с;

K – отношение A_{cs} / A (см. ниже);

A_{cs} – площадь поперечного сечения замкнутой конструкции, м²;

A – общая площадь всех предохранительных конструкций, м²;

W – масса единицы площади предохранительных конструкций, кг/м²;

V – объем замкнутой конструкции, м³;

L – длина замкнутой конструкции, м;

D – диаметр замкнутой конструкции, м.

$d = x / D$, где x – максимально возможное расстояние, которое может существовать между потенциальным источником воспламенения и ближайшим предохранительным устройством.

Формулы (Д.9) – (Д.11) применимы при следующих условиях:

- а) атмосферное давление;
- б) скорость горения $S_{\text{ui}} \leq 0,46$ м/с (т.е. не более, чем для пропана);
- в) $V \leq 200$ м³;
- г) $0,5 \text{ кг/м}^2 \leq W < 5 \text{ кг/м}^2$;
- д) $p_{\text{stat}} \leq 0,1$ бар;
- е) $2 < L/D \leq 10$.

Д.2.7.2 Если замкнутая конструкция не имеет предохранительных устройств по концам, а они расположены только вдоль замкнутой конструкции, то выражения (Д.10) и (Д.11) могут значительно недооценить сниженное давление. В этом случае рекомендуется применять формулы (Д.12) и (Д.13):

$$\text{а) для метана} \quad p_{\text{red}} = p_{\text{stat}} + 0,070 \times d \times K \quad (\text{Д.12})$$

$$\text{б) для пропана} \quad p_{\text{red}} = p_{\text{stat}} + 0,085 \times d \times K \quad (\text{Д.13})$$

Формулы (Д.12) и (Д.13) применимы при следующих условиях:

а) атмосферное давление;

б) скорость горения $S_{\text{ui}} \leq 0,46$ м/с (т.е. не более, чем для пропана);

в) $V \leq 200$ м³;

г) $0,5 \text{ кг/м}^2 \leq W < 5 \text{ кг/м}^2$;

д) $p_{\text{stat}} \leq 0,1$ бар;

е) $p_{\text{red}} \leq 1$ бар;

ж) $2 < L/D \leq 10$.

ПРИЛОЖЕНИЕ Е*(информационное)***Воздействия от вилочных погрузчиков [СН РК EN 1991-1-1:2002/2011, п. 6.3.2.3]**

Е.1 [СН РК EN 1991-1-1:2000/2011, 6.3.2.2(7)] Воздействия от вилочных погрузчиков и транспортных средств следует рассматривать как сосредоточенные нагрузки и применять вместе с равномерно распределенными нагрузками по таблицам [6.2, 6.4 и 6.8 СН РК EN 1991-1-1:2000/2011].

Е.2 [6.3.2.3 СН РК EN 1991-1-1:2000/2011] Воздействия от вилочных погрузчиков

Е.2.1 [6.3.2.3(1) СН РК EN 1991-1-1:2000/2011] Вилочные погрузчики в зависимости от собственного веса, размеров и штабелируемых грузов подразделены на шесть классов: FL1 – FL6 (таблица Е.1 [6.5]).

Таблица Е.1 [6.5] — Размеры вилочных погрузчиков по классам FL

Класс вилочного погрузчика	Собственный вес, кН	Поднимаемый груз, кН	Расстояние между колесами a , м	Ширина транспортного средства b , м	Длина транспортного средства l , м
FL1	21	10	0,85	1,00	2,60
FL2	31	15	0,95	1,10	3,00
FL3	44	25	1,00	1,20	3,30
FL4	60	40	1,20	1,40	4,00
FL5	90	60	1,50	1,90	4,60
FL6	110	80	1,80	2,30	5,10

Е.2 [6.3.2.3(2) СН РК EN 1991-1-1:2000/2011] Значение статической осевой нагрузки Q_k вилочного погрузчика указано в таблице Е.2 [6.6] в зависимости от класса погрузчика (FL1 – FL6).

Таблица Е.2 [6.6] — Осевая нагрузка вилочных погрузчиков

Класс вилочного погрузчика	Осевая нагрузка Q_k , кН
FL1	26
FL2	40
FL3	63
FL4	90
FL5	140
FL6	170

Е.3 [6.3.2.3(3)] Значение статической вертикальной осевой нагрузки Q_k следует определять с учетом повышающего динамического коэффициента φ в соответствии с Формулой [(6.3)].

$$Q_{k, \text{dyn}} = \varphi Q_k, \quad [(6.3)]$$

где Q_k, dyn — характеристическое значение динамического воздействия;

ϕ — повышающий динамический коэффициент;

Q_k — характеристическое значение статического воздействия.

Е.4 [6.3.2.3(4)] Повышающий динамический коэффициент ϕ для вилочных погрузчиков учитывает действие инерции при ускорении и торможении погрузчика и составляет:

$\phi = 1,40$ — для погрузчиков с пневматическими шинами;

$\phi = 2,00$ — то же, с обрешиненными колесами.

Е.5 [6.3.2.3(5)] Для работы вилочных погрузчиков с собственным весом более 110 кН нагрузки следует определять на основании более точных исследований.

Е.6 [6.3.2.3(6)] Вертикальные осевые нагрузки Q_k и Q_k, dyn вилочных погрузчиков следует располагать в соответствии с Рисунком Е.1 [6.1].

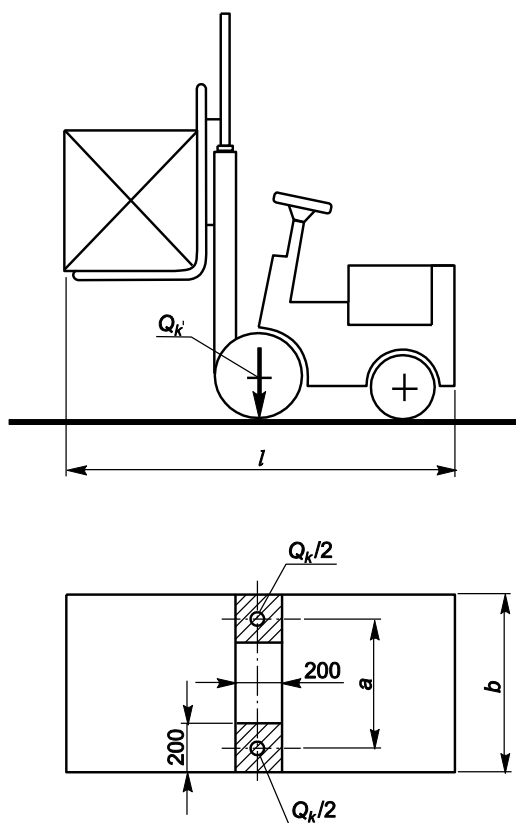


Рисунок Е.1 [6.1] — Размеры вилочных погрузчиков

Е.7 [6.3.2.3(7)] Горизонтальные нагрузки при ускорении и торможении погрузчиков можно считать равными 30 % от вертикальной осевой нагрузки Q_k .

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительные динамические коэффициенты не учитываются.

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж

(информационное)

Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения, 2005⁶

Введение

Рекомендации предназначены для проектирования и строительства новых, а также реконструкции и проверки построенных монолитных и сборно-монолитных жилых зданий любых конструктивных систем не ниже II степени ответственности по надежности и высотой не более 25 этажей (75 м) на устойчивость против прогрессирующего обрушения при возникновении локальных повреждений.

Необходимость в разработке данных рекомендаций возникла в связи с тем, что имеющиеся документы [19, 20, 21] не охватывают вопросов, связанных с проектированием и проверкой монолитных жилых зданий. Монолитные жилые дома имеют ряд особенностей (по сравнению со сборными зданиями), связанных с более «свободными» архитектурно-планировочными решениями, широким шагом стен (или колонн), решениями несущих и ограждающих конструкций и т.п., что обуславливает специфику расчета монолитных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения при чрезвычайных ситуациях (ЧС).

Основная цель настоящей методики - обеспечение безопасности монолитных жилых зданий при *запроектных* ЧС.

Чрезвычайные ситуации (ЧС), вызванные *запроектными* источниками, в общем случае непредсказуемы и сводятся к локальным аварийным воздействиям на отдельные конструкции одного здания: взрывы, пожары, карстовые провалы, ДТП, дефекты конструкций и материалов, некомпетентная реконструкция (перепланировка) и т.п. случаи.

Как правило, воздействие рассматриваемого типа приводит к местным повреждениям несущих конструкций зданий. При этом, в одних случаях ЧС этими первоначальными повреждениями и исчерпываются, а в других - несущие конструкции, сохранившиеся в первый момент аварии, не выдерживают дополнительной нагрузки, ранее воспринимавшейся поврежденными элементами, и тоже разрушаются. Аварии последнего типа получили в литературе наименование «прогрессирующее обрушение».

Ж.1. Основные положения.

1.1. Жилые монолитные здания должны быть защищены от прогрессирующего (цепного) обрушения в случае локального разрушения их несущих конструкций при аварийных воздействиях, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации зданий (пожары, взрывы, ударные воздействия транспортных средств, несанкционированная перепланировка и т.п.). Это требование означает, что в случае

⁶ Разработаны: МНИИТЭП (инж. Шапиро Г.И. - руководитель работы, инж. Эйсман Ю.А.) и НИИЖБ (д.т.н., проф. Залесов А.С.)

аварийных воздействий допускаются локальные разрушения отдельных вертикальных несущих элементов в пределах одного этажа, но эти первоначальные разрушения не должны приводить к обрушению или разрушению конструкций, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными аварийным воздействием.

Расчет здания в случае локального разрушения несущих конструкций производится только по предельным состояниям первой группы. Развитие неупругих деформаций, перемещения конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой чрезвычайной ситуации не ограничиваются.

1.2. Устойчивость монолитного жилого здания против прогрессирующего обрушения следует обеспечивать наиболее экономичными средствами:

- рациональным конструктивно-планировочным решением здания с учетом возможности возникновения рассматриваемой аварийной ситуации;
- конструктивными мерами, обеспечивающими неразрезность конструкций;
- применением материалов и конструктивных решений, обеспечивающих развитие в элементах конструкций и их соединениях пластических деформаций.

1.3. Реконструкция монолитного жилого дома, в частности перепланировка квартир и переустройство помещений, не должны снижать его устойчивость против прогрессирующего обрушения.

1.4. В качестве локального (гипотетического) разрушения следует рассматривать разрушение (удаление) вертикальных конструкций в пределах одного (любого) этажа здания:

- а) двух пересекающихся стен на участках от места их пересечения (в частности, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего вертикального стыка со стеной другого направления (на суммарной длине не более 7 м);
- б) отдельно стоящей колонны (пилона);
- в) колонны (пилона) с участками примыкающих стен на их длине по п.(а).

Для оценки устойчивости здания против прогрессирующего обрушения допускается рассматривать лишь наиболее опасные расчетные схемы разрушения. Необходимо проверить защищенность от прогрессирующего обрушения конструкций типовых, технических и подземных этажей, а также чердака.

Ж.2. Расчетные нагрузки и характеристики материалов.

2.1. Расчет по прочности и устойчивости производят на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее постоянные и длительные временные нагрузки, а также воздействие на конструкцию здания локальных гипотетических разрушений. Локальное разрушение может быть расположено в любом месте здания.

2.2. Постоянная и длительная временная нагрузки принимаются согласно действующим нормативным документам (или по специальному заданию) с коэффициентами сочетания нагрузок и коэффициентами надежности по нагрузкам, равными единице.

2.3. Расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов принимаются равными их нормативным значениям, согласно действующим нормам проектирования железобетонных и стальных конструкций.

Ж.3. Расчет монолитных жилых зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения.

3.1. Для расчета монолитных жилых зданий рекомендуется использовать пространственную расчетную модель. В модели могут учитываться элементы, которые при нормальных эксплуатационных условиях являются ненесущими (например, навесные наружные стеновые панели, железобетонные ограждения балконов и т.п.), а при наличии локальных воздействий активно участвуют в перераспределении усилий в элементах конструктивной системы.

Расчетная модель здания должна предусматривать возможность удаления (разрушения) отдельных вертикальных конструктивных элементов в соответствии с п. 1.4.

Удаление одного или нескольких элементов изменяет конструктивную схему и характер работы элементов, примыкающих к месту разрушения либо зависших над ним, что необходимо учитывать при назначении жесткостных характеристик элементов и их связей.

Расчетная модель здания должна быть рассчитана отдельно с учетом каждого (одного) из локальных разрушений.

3.2. Расчет здания можно выполнять с использованием различных программных комплексов, в том числе основанных на методе конечных элементов. Использование программных комплексов, допускающих возможность учета физической и геометрической нелинейности жесткостных характеристик элементов, обеспечивает наибольшую достоверность результатов расчета и снижение дополнительных затрат материалов.

Полученные на основании статического расчета усилия в отдельных конструктивных элементах должны сравниваться с предельными усилиями, которые могут быть восприняты этими элементами.

Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения обеспечена, если для любого элемента соблюдается условие $F \leq S$, где F и S соответственно усилие в конструктивном элементе, полученное по выполненному статическому расчету, и его расчетная несущая способность, полученная с учетом указаний п. 2.3.

Конструкции, для которых требования по прочности не удовлетворяются, должны быть усилены, либо должны быть приняты другие меры, повышающие сопротивление конструкций прогрессирующему обрушению.

3.3. При определении предельных усилий в элементах (их несущей способности) следует принимать:

а) длительно действующую часть усилий - из расчета конструктивной схемы при расчетной схеме без локальных разрушений на нагрузки, указанные в п. 2.2;

б) кратковременно действующую часть усилий - как разность усилий, полученных из расчета конструктивной схемы при расчетной схеме с учетом удаления (разрушения)

одного из несущих элементов (см. п.1.4) на действие тех же нагрузок, и усилий, полученных из расчета по п.(а).

3.4. В случае обеспечения пластичной работы конструктивной системы в предельном состоянии проверку устойчивости против прогрессирующего обрушения элементов, расположенных над локальными разрушениями, рекомендуется проводить кинематическим методом теории предельного равновесия, дающим наиболее экономичное решение. В этом случае расчет здания при каждой выбранной схеме выполняется по следующей процедуре:

- задаются наиболее вероятные механизмы прогрессирующего (вторичного) обрушения элементов здания, потерявших опору (задать механизм разрушения значит определить все разрушаемые связи, в том числе и образовавшиеся пластические шарниры, и найти возможные обобщенные перемещения (w_i) по направлению усилий в этих связях);
- для каждого из выбранных механизмов прогрессирующего обрушения определяются предельные усилия, которые могут быть восприняты сечениями всех пластично разрушаемых элементов и связей (S_i), в том числе и пластических шарниров; находятся равнодействующие (G_i) внешних сил, приложенных к отдельным звеньям механизма, то есть к отдельным не разрушаемым элементам или их частям, и перемещения по направлению их действия (u_i);
- определяются работы внутренних сил (W) и внешних нагрузок (U) на возможных перемещениях рассматриваемого механизма

$$W = \sum S_i w_i; \quad U = \sum G_i u_i$$

и проверяется условие равновесия

$$W \geq U. \quad (1)$$

При оценке возможности одновременного обрушения конструкций всех этажей условия равновесия (1) заменяются условием

$$W_f \geq U_f. \quad (2)$$

где W_f и U_f - соответственно работа внутренних и внешних сил на перемещениях конструкций одного этажа; этажи разделяются нижней поверхностью перекрытия, которое относится к этажу, расположенному над перекрытием.

Указанная расчетная процедура применима лишь при условии выполнения требований п. 4.2 , 4.3 об обеспечении пластичной работы отдельных конструктивных элементов и связей между ними в предельном состоянии. Если пластичность какого-либо элемента или связи не обеспечена, их работа учитываться не должна (элемент или связь считаются отсутствующими). Если таких элементов и связей, которые могут разрушаться хрупко, слишком много, и их формальное исключение слишком сильно уменьшает оценку сопротивления здания прогрессирующему обрушению, следует или обеспечить пластичность связей, или использовать другую расчетную модель здания (см. п.3.2).

При каждом выбранном локальном разрушении необходимо рассмотреть все указанные ниже механизмы прогрессирующего обрушения:

- первый механизм прогрессирующего обрушения характеризуется одновременным поступательным смещением вниз всех вертикальных конструкций (или отдельных их частей), расположенных над локальным разрушением.

-механизм прогрессирующего обрушения второго типа характеризуется одновременным поворотом каждой конструктивной части здания, расположенной над локальным разрушением, вокруг своего центра вращения. Такое смещение требует разрушения имеющихся связей этих конструкций с неповрежденными элементами здания; разрушения связей сдвига вертикальных элементов с перекрытием.

- третий механизм обрушения - это условие не обрушения только участка перекрытия, расположенного непосредственно над выбитой вертикальной конструкцией и первоначально на нее опертого.

- четвертый механизм предусматривает перемещения конструкций лишь одного этажа, расположенного непосредственно над выбитым вертикальным элементом. В этом случае происходит отрыв вертикальных конструкций от перекрытия, расположенного над ними.

Если при какой-либо расчетной схеме условие (1) или (2) не выполняется, необходимо усилением (перераспределением) арматуры конструктивных элементов либо иными мероприятиями добиться его выполнения.

3.5. В некоторых случаях целесообразно рассматривать работу перекрытий над удаленной колонной (пилоном, стеной) при больших прогибах как элементов висячей системы или с учетом мембранного эффекта.

3.6. В несущих колоннах (пилонах, стенах), не расположенных над гипотетическим локальным разрушением, его воздействие приводит к увеличению напряжений и усилий. Необходимо сравнить усилия, действующие в колоннах (пилонах, стенах) при их максимальном нагружении (п.3.3а) с усилиями, возникающими при локальном разрушении вертикального элемента, расположенного близко к рассматриваемому (нагрузки принимаются по п.2.2). Оценку усилий, действующих в элементах, допускается выполнять приближенными методами, например, с использованием грузовых площадей.

В случае если указанное увеличение усилий в колонне (пилоне, стене) превышает 30%, следует уточнить величины действующих в рассматриваемом элементе усилий (с использованием пакета прикладных программ или другими методами строительной механики) и выполнить проверку прочности колонны (пилона, стены) с учетом п.3.3 , при необходимости усилить конструкцию. В противном случае допускается проверку прочности элемента не проводить.

Ж.4. Конструктивные требования.

4.1. Основное средство защиты монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения - обеспечение необходимой прочности конструктивных элементов в соответствии с расчетами; повышение пластических свойств применяемой арматуры и стальных связей между конструкциями (в виде арматуры соединяемых конструкций, закладных деталей и т. п.); включение в работу пространственной системы ненесущих элементов.

Эффективная работа связей, препятствующих прогрессирующему обрушению, возможна лишь при обеспечении их пластичности в предельном состоянии, с тем чтобы они не выключались из работы и допускали без разрушения развитие необходимых деформаций. Для выполнения этого требования этого требования связи следует предусматривать из пластичной листовой или арматурной стали, а прочность анкеровки связей должна быть больше усилий, вызывающих их текучесть.

4.2. В зданиях следует отдавать предпочтение монолитным и сборно-монолитным перекрытиям, которые должны быть надежно соединены с вертикальными несущими конструкциями здания стальными связями.

4.3. Соединения сборных элементов с монолитными конструкциями, препятствующие прогрессирующему обрушению зданий, должны проектироваться неравнопрочными, при этом элемент, предельное состояние которого обеспечивает наибольшие пластические деформации соединения, должен быть наименее прочным.

Для выполнения этого условия рекомендуется рассчитать все элементы соединения, кроме наиболее пластичного, на усилие, в 1,5 раза превышающее несущую способность пластичного элемента, например, анкеровку закладных деталей и сварные соединения рекомендуется рассчитывать на усилие в 1,5 раза больше, чем несущая способность самой связи. Необходимо особо следить за фактически точным исполнением проектных решений пластичных элементов, замена их более прочными недопустима.

4.4. Для повышения эффективности сопротивления прогрессирующему обрушению здания рекомендуется:

- надпроемные перемычки, работающие как связи сдвига, проектировать так, чтобы они разрушались от изгиба, а не от действия поперечной силы;
- шпоночные соединения в сборно-монолитных конструкциях проектировать так, чтобы прочность отдельных шпонок на срез была в 1,5 раза больше их прочности при смятии;
- обеспечивать достаточную длину анкеровки арматуры при ее работе как связи сдвига.

4.5. Минимальная площадь сечения (суммарная для нижней и верхней арматуры) горизонтальной арматуры, как продольной, так и поперечной в железобетонных перекрытиях и покрытии должна составлять не менее 0,25% от площади сечения бетона.

При этом указанная арматура должна быть непрерывной и стыковаться в соответствии с требованиями действующих нормативных документов на проектирование железобетонных конструкций.

4.6. Горизонтальные связи бетонных или железобетонных навесных наружных панелей с несущими элементами здания должны воспринимать растягивающие усилия не менее 10 кН (1 тс) на 1 м длины панели при высоте этажа 3,0 м и 12 кН на 1 м длины панели при высоте этажа 3,5 м.

4.7. Вертикальная междуэтажная арматура пилона (колонны, стены) должны воспринимать растягивающие усилия не менее 10 кН (1 тс) на каждый квадратный метр грузовой площади этого пилона (колонны, стены).

ПРИМЕЧАНИЕ В «Рекомендациях по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения», МНИИТЭП, НИИЖБ (2005), содержатся примеры расчета:

- Пример расчета монолитного жилого дома на устойчивость против прогрессирующего обрушения с использованием кинематического метода теории предельного равновесия, 28 стр. (Приложение А);

- Пример расчета монолитного жилого дома на устойчивость против прогрессирующего обрушения с использованием программного комплекса «LIRA.9.2», 8 стр. (Приложение Б).

ПРИЛОЖЕНИЕ И

(информационное)

Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий, 1999⁷

И.1 Основные положения

1.1. Конструктивная система жилых панельных зданий должна быть защищена от прогрессирующего обрушения в случае локального разрушения ее несущих конструкций при аварийных воздействиях, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации зданий (взрывы, пожары, ударные воздействия транспортных средств и т.п.). Это требование означает, что в случае аварийных воздействий допускаются локальные разрушения несущих конструкций (частичное разрушение отдельных стен в пределах одного этажа и двух смежных осей здания), но эти первичные разрушения не должны приводить к обрушению или к разрушению конструкций, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными аварийным воздействием.

Конструктивная система здания должна обеспечивать его прочность и устойчивость в случае локального разрушения несущих конструкций, как минимум на время, необходимое для эвакуации людей. Перемещение конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой чрезвычайной ситуации не ограничивается.

1.2. При проектировании защиты панельных зданий от прогрессирующего обрушения следует выделять два типа неповрежденных конструктивных элементов. В элементах первого типа воздействия локальных разрушений не вызывают качественного изменения напряженного состояния, а приводят лишь к увеличению напряжений и усилий (неповрежденные стеновые диафрагмы и плиты перекрытий, расположенные над зоной локального разрушения, по внешнему периметру).

В элементах второго типа (к ним относятся конструкции, потерявшие первоначальные опоры - стеновые панели и плиты перекрытий, расположенные над зоной локального разрушения) в рассматриваемом состоянии здания качественно меняется напряженное состояние.

В связи с тем, что элементы первого типа при нормальных эксплуатационных воздействиях подвергаются нагрузкам в два - три раза ниже разрушающих, основной задачей проектирования является обеспечение прочности и устойчивости стеновых панелей и плит перекрытий, потерявших опоры в результате локального разрушения стен. Обеспечение устойчивости этих конструкций, которая зависит как от прочности самих зависших элементов, так и от прочности связей между собой и с неповрежденными стенами - основная задача защиты зданий от прогрессирующего обрушения.

1.3. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения следует обеспечивать наиболее экономичными средствами, не требующими повышения материалоемкости элементов:

- рациональным конструктивно-планировочным решением здания с учетом возможности возникновения рассматриваемой аварийной ситуации; в частности, не рекомендуется применять внутренние отдельно стоящие стеновые пилоны, связанные с остальными вертикальными конструкциями только перекрытиями; применение отдельно стоящих наружных (торцевых) стен не допускается;

⁷ Разработаны: МНИИТЭП (инженеры Шапиро Г.И., Эйсман Ю.А.) и НИЦ СтаДиО (к.т.н. Ю.М. Стругацкий - руководитель темы), НИИЖБ (д.т.н., проф. Залесов А.С.)

- конструктивными мерами, способствующими развитию в сборных элементах и их соединениях пластических деформаций при предельных усилиях;
- рациональным решением системы конструктивных связей, отдельных узлов и элементов соединений и стыков панелей.

И.2 Методика расчета панельных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения

2.1. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения проверяется расчетом на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее постоянные и временные длительные нагрузки, а также воздействие гипотетических локальных разрушений несущих конструкций.

2.2. Постоянная и временная длительная нагрузка должна определяться по СНиП 2.01-07-85*. При этом коэффициенты сочетаний нагрузок и коэффициенты надежности по нагрузкам к постоянным и длительным нагрузкам следует принимать равными единице.

2.3. Воздействие локальных разрушений несущих конструкций учитывается тем, что расчетная модель конструктивной системы здания рассматривается в нескольких вариантах, каждый из которых соответствует одному из возможных локальных разрушений конструкций при аварийных воздействиях.

Для панельных жилых зданий в качестве расчетной схемы локального разрушения следует рассматривать разрушение (удаление) двух пересекающихся стен одного (любого) этажа на участках от их вертикального стыка (в частности, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего вертикального стыка со стеной перпендикулярного направления.

Для оценки устойчивости здания против прогрессирующего обрушения допускается рассматривать лишь наиболее опасные расчетные схемы разрушения:

- локальные разрушения, включающие разрушения наружных стен, ослабленных дверными проемами выходов на балконы и лоджии (схемы 1, 2, 3 на Рисунке И.1);
- локальные разрушения, включающие разрушения внутренних стен, слабо связанных с остальными вертикальными конструкциями из-за наличия дверных проемов (см. схемы 2, 4, 5 на Рисунке И.1), из-за балочной разрезки большепролетных перекрытий (см. схемы 2, 4, 5 на Рисунке И.1) или из-за частичного отсутствия связей через перекрытия (стены, примыкающие к лестничным клеткам, схема 4 на Рисунке И.1).

Таблица И.1 Коэффициенты надежности для бетонных и железобетонных конструкций

Материал	Напряженное состояние или характеристика материала	Условное обозначение	Коэффициент надежности по материалу
Бетон	Сжатие	R_b	1,15
	Растяжение	R_{bt}	1,25

Коэффициенты условий работы для бетона принимают по таблице 2, для арматуры всех классов вводится единый коэффициент $R_s = 1,1$.

2.4. При расчете панельных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения нормативные сопротивления материалов принимаются в соответствии со СНиП 2.03.01-84* и СНиП II-23-81*. Расчетные характеристики сопротивления материалов, определяемые делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности для бетонных и железобетонных конструкций, повышаются за счет использования коэффициентов надежности, указанных в таблице 1.

Кроме того, расчетные сопротивления умножают на коэффициенты условий работы, учитывающие малую вероятность аварийных воздействий и интенсивный рост прочности бетона в первый период после возведения здания, а также возможность использования арматуры за пределом текучести материала.

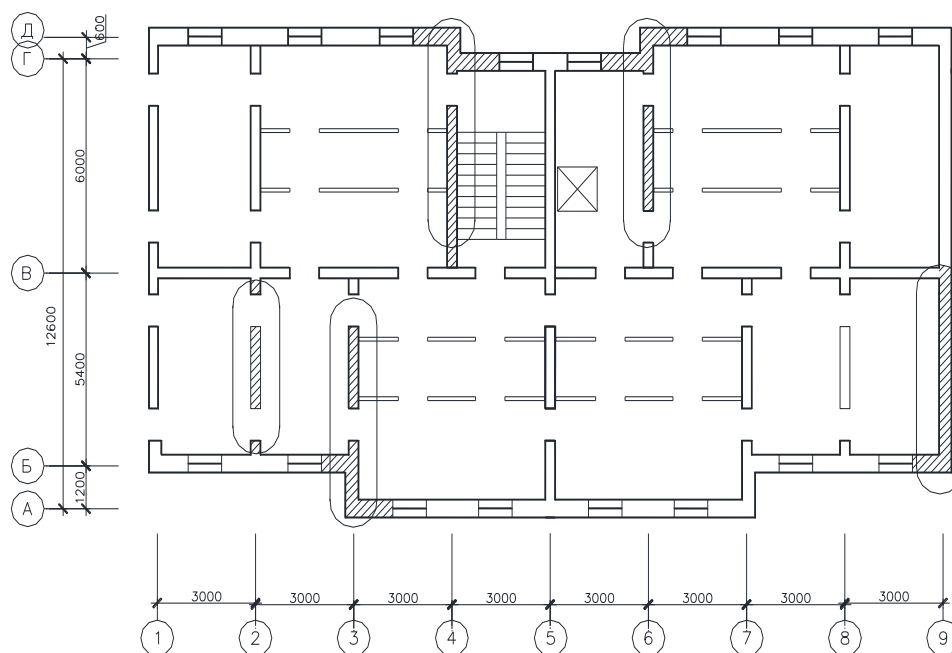


Рисунок И.1. Фрагмент жилого дома

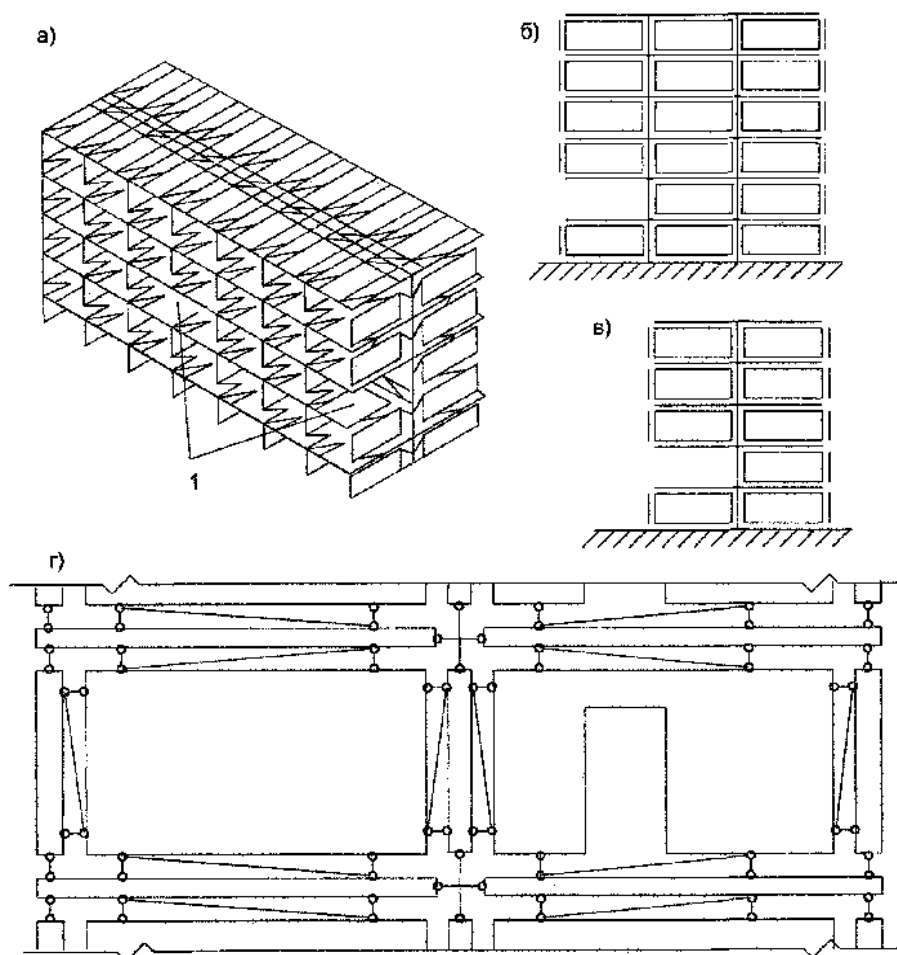
Таблица И.2 □ Коэффициенты условий работы бетона

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов	Условное обозначение	Коэффициент условий работы бетона
1 Конструкции бетонные	R_{b1}	0,9
2. Нарастание прочности бетона во времени, кроме бетонов класса В50 и выше, бетонов на глиноземистом цементе, алюминатных и алитовых портландцементов	R_{b2}	1,25
3. Элементы заводского изготовления (бетонные и железобетонные)	R_{b3}	1,15

Расчетные сопротивления прокатной стали принимаются по СНиП II-23-81* с учетом допустимости работы пластичных сталей за пределом текучести. Коэффициент условий работы для пластичных сталей принимается равным 1,1.

2.5. Для расчета панельных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения рекомендуется использовать пространственную расчетную модель в виде системы пластинок (с проемами или без проемов), соединенных между собой сосредоточенными связями, прочность которых эквивалентна прочности фактических связей между панелями (рис. 2а).

Такая модель должна включать элементы, которые при нормальных эксплуатационных условиях являются ненесущими, а при наличии локальных разрушений активно участвуют в перераспределении нагрузки: наружные навесные панели, монтажные связи и т.п. Модель здания должна быть рассчитана при всех выбранных в соответствии с рекомендациями п. 2.3 расчетных схемах локального разрушения конструкций.



1 - локальные разрушения

Рисунок И.2. Расчетная модель здания с локальными разрушениями

2.6. В случае обеспечения пластичной работы конструктивной системы в предельном состоянии расчет рекомендуется проводить кинематическим методом теории

предельного равновесия. В этом случае допускается проверять устойчивость лишь элементов, расположенных над локальным разрушением, и расчет здания при каждой выбранной схеме локального разрушения сводится к следующей процедуре:

- задаются наиболее вероятные механизмы прогрессирующего (вторичного) обрушения элементов здания, потерявших опору (задать механизм разрушения значит определить все разрушаемые связи и найти возможные обобщенные перемещения (w_i) по направлению усилий в этих связях);

- для каждого из выбранных механизмов прогрессирующего обрушения определяются усилия всех пластично разрушаемых связей (S_i), находятся равнодействующие внешних сил, приложенных к отдельным звеньям механизма, то есть к отдельным неразрушаемым элементам или их частям (G_i), и перемещения по направлению их действия (u_i);

- определяются работы внутренних сил (W) и внешних нагрузок (U) на возможных перемещениях рассматриваемого механизма

$$W = \sum S_i w_i; \quad U = \sum G_i u_i;$$

и проверяется условие равновесия

$$W \geq U. \quad (1)$$

Указанная расчетная процедура детально изложена в обязательном Приложении 1 и применима лишь при условии выполнения требований п. 3.2, 3.3 об обеспечении пластичной работы отдельных панелей и связей между ними в предельном состоянии. Если пластичность какой-либо связи не обеспечена, ее работа учитываться не должна (связь считается отсутствующей). Если таких связей и элементов, которые могут разрушаться хрупко, слишком много, и их формальное исключение слишком сильно уменьшает оценку сопротивления здания прогрессирующему обрушению, следует или обеспечить пластичность связей, или использовать другую – упругую расчетную модель здания (см. п. 2.7 и 2.8).

2.7. Упругая расчетная модель здания, как и упругопластическая, должна включать расчетное локальное разрушение и позволять учитывать изменившийся характер работы элементов, потерявших опору.

Полученные при упругом расчете усилия в отдельных элементах должны сравниваться с их расчетной несущей способностью. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения при этом будет обеспечена, если для любого элемента соблюдается условие $F \leq S$, где F и S соответственно усилие в элементе, найденное из упругого расчета, и его расчетная несущая способность, найденная с учетом указаний п. 2.4.

2.8. Допускается вместо расчета на устойчивость против прогрессирующего обрушения рассчитывать здания на сейсмическое воздействие равное 6 баллам в соответствии со СНиП II-7-81*, принимая необходимые коэффициенты по экстраполяции. По результатам такого расчета должны быть запроектированы узлы и связи в соответствии со СНиП 2.03.01-84*.

И.3 Конструктивные требования

3.1. Для защиты крупнопанельных зданий от прогрессирующего обрушения связи между сборными элементами, устанавливаемые по расчету на нормальные эксплуатационные или монтажные нагрузки или по конструктивным соображениям, следует проектировать с учетом возможности аварийных локальных разрушений. Для эффективного решения проблемы защиты крупнопанельных зданий от прогрессирующего обрушения с учетом всех задач проектирования при нормальных эксплуатационных и монтажных условиях наиболее предпочтительна следующая система связей:

- горизонтальные продольные и поперечные связи между плитами перекрытий, обеспечивающие необходимую прочность дисков перекрытий при растяжении и сдвиге;
- вертикальные (междуэтажные) связи между несущими стеновыми панелями одного стенового пилона, обеспечивающие необходимую прочность горизонтальных стыков стен и перекрытий при растяжении и сдвиге;
- горизонтальные связи между навесными наружными стенами и дисками перекрытий, обеспечивающие устойчивость и работу на ветровые и температурные воздействия навесных стеновых панелей.

В оптимальную систему связей не включены обычно применяемые монтажные горизонтальные связи между стеновыми панелями одного этажа; эти связи не всегда осуществимы (возможность их постановки зависит от планировочных решений здания) и, как правило, малоэффективны в условиях, отличных от монтажных. Тем не менее, при использовании этих связей их необходимо конструировать так, чтобы их сопротивление прогрессирующему обрушению было максимальным, т.е. в соответствии с требованиями п. 3.2.

3.2. Эффективная работа связей, препятствующих прогрессирующему обрушению, возможна лишь при обеспечении их пластичности в предельном состоянии:

- необходимо, чтобы после исчерпания несущей способности связь не выключалась из работы и допускала без разрушения сравнительно большие абсолютные деформации (порядка нескольких миллиметров).

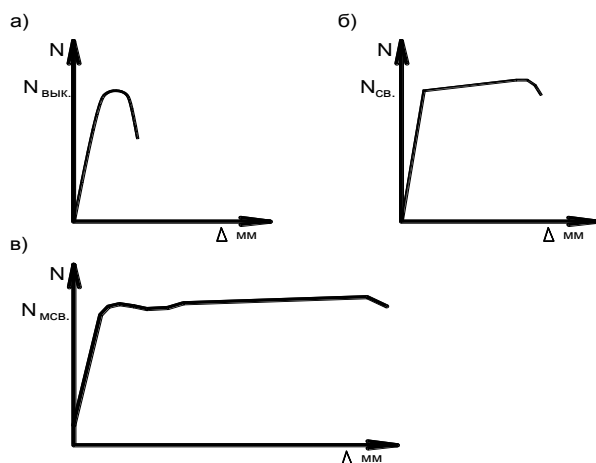
Для обеспечения пластичности соединений сборных элементов их конструктивные решения должны включать специальные пластичные элементы, выполненные из пластичной листовой или арматурной стали.

Растянутая линейная связь между сборными элементами, как правило, представляет цепочку последовательно соединенных элементов - анкер закладной детали, закладная деталь, собственно связь, закладная деталь второго элемента и ее анкер. В силу случайной изменчивости сопротивлений отдельных элементов этой цепи и их соединений предельное состояние всего стыка определяется слабым звеном. Соответственно реальная пластичность всего соединения зависит от того, какой элемент окажется слабым:

- если произойдет выкалывание бетона, в котором анкеруется закладная деталь, то разрушение будет носить хрупкий характер с весьма незначительными линейными деформациями, предшествующими выключению связи из работы (рис. 3,а);
- если разрушится одно из сварных соединений, то, при ограниченной пластичности сварного соединения, в силу малой протяженности самого разрушаемого звена линейные

деформации, предшествующие выключению связи из работы, будут сравнительно невелики (рис. 3,б);

-только в том случае, когда слабейшим звеном соединения окажется собственно металлическая связь, все соединение проявит максимально возможные пластические свойства (Рисунок И.3в).



- а - при выкалывании бетона в зоне анкеровки;
 б - при разрушении сварных соединений;
 в - при разрушении листовой или стержневой связи

Рисунок И.3. Диаграмма деформирования растянутой линейной связи при разрушении различных ее элементов

Соединения сборных элементов, препятствующие прогрессирующему обрушению панельных зданий, должны проектироваться неравнопрочными, при этом элемент, предельное состояние которого обеспечивает наибольшие пластические деформации соединения, должен быть наименее прочным.

Для выполнения этого условия рекомендуется рассчитать все элементы соединения, кроме наиболее пластичного, на усилие в 1,5 раза превышающее несущую способность пластичного элемента, например, анкеровку закладных деталей и сварные соединения рекомендуется рассчитывать на усилие в 1,5 раза большее, чем несущая способность самой связи. При этом несущую способность связи следует определять в соответствии со СНиП II-23-81 * по формуле

$$N = A_n R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_u}$$

при $\gamma_c = 1$ и $\gamma_u = 1,2$. Необходимо обеспечить особый контроль за точным исполнением проектных решений для пластичных элементов, замена их более прочными недопустима.

3.3. Эффективность сопротивления прогрессирующему обрушению здания требует пластичной работы в предельном состоянии не только связей, но и других конструктивных элементов. В частности необходимо:

- надпроемные перемычки, работающие как связи сдвига, проектировать так, чтобы они разрушались от изгиба, а не от действия поперечной силы;
- шпоночные соединения проектировать так, чтобы прочность отдельных шпонок на срез была в 1,5 раза выше их прочности при смятии.

3.4. Сечение всех перечисленных в п. 3.1 типов связей должно определяться расчетом на эксплуатационные, монтажные или рассматриваемые здесь аварийные воздействия, но не менее требуемых для обеспечения восприятия растягивающих усилий следующих величин:

- для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях вдоль длины протяженного в плане здания, - 15 кН (1,5 тс) на 1 м ширины здания;
- для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях перпендикулярно длине протяженного в плане здания, а также для горизонтальных связей в зданиях с компактным планом - 10 кН (1,0 тс) на 1 м длины здания; для горизонтальных связей между бетонными и железобетонными навесными наружными панелями с дисками перекрытий - не менее 10 кН (1 тс) на 1 м длины стены;
- для вертикальных междуэтажных связей, оптимальное конструктивное решение которых предусматривает использование деталей для подъема панелей (подъемные петли, штыри и т.п.) - не менее, чем прочность соответствующей детали для подъема;
- при других конструктивных решениях не менее 25 кН (2,5 тс) на 1 м ширины стены.

ПРИМЕЧАНИЕ В «Рекомендациях по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий», МНИИТЭП и НИЦ СтаДиО, НИИЖБ (1999), содержатся приложения:

- Методика расчета устойчивости против прогрессирующего обрушения панельных зданий перекрестно-стеновой системы. Приложение 1 (обязательное);
- Пример расчета здания серии ПЗМ на устойчивость против прогрессирующего обрушения (Приложение 2).

ПРИЛОЖЕНИЕ К*(информационное)***Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях, 2002⁸****Введение**

Решение проблемы защиты жилых зданий, строящихся в Москве, в случаях возникновения чрезвычайных ситуаций (ЧС)¹ в соответствии с директивными и нормативными документами должно учитывать природные и техногенные чрезвычайные ситуации, определенные соответствующими ГОСТ. Однако учет природных особенностей Московского региона и уроков многочисленных аварий зданий и сооружений в России и за рубежом² показывает, что перечень ЧС, рассматриваемых при таком анализе, должен быть существенно уточнен и расширен по сравнению с приведенным в государственных стандартах. В него необходимо включить следующие чрезвычайные ситуации:

¹ Здесь и в дальнейшем курсивом выделяются термины и сокращения, определенные в государственных стандартах.

² Библиография строительных аварий чрезвычайно обширна; весьма подробная библиография аварий жилых зданий во второй половине XX века - в [31].

1. Природные ЧС:

- А) - сейсмические воздействия;
- Б) - опасные метеорологические явления, приводящие к повышенным ветровым нагрузкам на здания;
- В) - образование карстовых воронок и провалов в основаниях зданий;

2. Антропогенные (в том числе, техногенные) ЧС:

³ Термин - «антропогенные ЧС», применяемый в литературе, представляется более общим, чем принятый в государственных стандартах «техногенные ЧС», это иллюстрирует приводимый здесь перечень ЧС.

А) - *взрывы* снаружи или внутри здания (в литературе упоминаются следующие источники - бытовой газ, взрывоопасные газовые смеси и жидкости, бомбы и другие взрывные устройства, используемые террористами);

Б) - *пожары*⁴;

⁴ Пожары могут быть отнесены и к природным ЧС, но чаще они возникают по причинам, связанным с деятельностью людей.

В) - транспортные аварии (ДТП, авиационные катастрофы);

Г) - аварии зданий и сооружений или значительные повреждения их несущих конструкций, вызванные одной из следующих причин:

- а) ошибки в проектах, в том числе вызванные несовершенством СНиП;
- б) недоброкачественное производство работ (на заводе или на монтаже);

⁸ Разработаны: МНИИТЭП (инженер Шапиро Г.И., к.т.н Коровкин В.С, инженер Эйсман Ю.А.) и НИЦ СтаДиО (к.т.н. Ю.М. Стругацкий)

в) дефекты материалов;
г) недостатки эксплуатации зданий, в том числе их инженерного оборудования;
д) небрежность, некомпетентность, а иногда и случаи вандализма жильцов, технического персонала или посторонних посетителей здания (в частности, самовольная перепланировка квартир с ослаблением несущих конструкций).

Указанные в приведенном перечне источники ЧС, по аналогии с классификацией взрывов на производстве, здесь разделены на *проектные* и *запроектные*. Защита зданий при ЧС, вызванных проектными источниками, определяется соответствующими СНиП; защита зданий при ЧС, вызванных *запроектными* источниками, требует специального анализа, конечная цель которого - разработка соответствующих норм и перевод рассматриваемых ЧС из разряда запроектных в категорию проектных. Основная цель настоящих рекомендаций - обеспечение безопасности московских жилых зданий при *запроектных* ЧС.

Как показывает анализ чрезвычайных ситуаций, перечисленных выше [15], наиболее вероятные для московских условий *запроектные* ЧС сводятся к локальным аварийным воздействиям на отдельные конструкции одного здания: взрывы, пожары, карстовые провалы, ДТП, дефекты конструкций и материалов, аварии инженерных систем здания, некомпетентная реконструкция и т.п. Это случайные, в общем случае непредсказуемые, нештатные ситуации, указанные в п.п. 1В, 2 вышеприведенного перечня ЧС.

Как правило, воздействия рассматриваемого типа приводят к местным повреждениям несущих конструкций зданий. При этом в одних случаях ЧС этими первоначальными повреждениями и исчерпываются, а в других - несущие конструкции, сохранившиеся в первый момент аварии, не выдерживают дополнительной нагрузки, ранее воспринимавшейся поврежденными элементами, и тоже разрушаются. Аварии последнего типа получили в литературе наименование «прогрессирующее обрушение».

Термин «прогрессирующее обрушение» и формулировка проблемы защиты от него панельных зданий появились в 1968 г. в докладе комиссии, расследовавшей причины известной аварии 22-этажного панельного жилого дома «Роунан Пойнт» в Лондоне [1]. После публикации доклада практически во всех развитых странах были начаты исследования этой проблемы, и к концу 70-х годов анализ возможных средств защиты от прогрессирующего обрушения зданий различных конструктивных систем с учетом экономических критериев был в основном завершен. Основные выводы, полученные разными исследователями, и последовавшие за ними изменения норм проектирования особенно для панельных зданий большинства развитых стран оказались схожи. Для конструкций различных систем зданий основные рекомендации сводились к следующему.

1. Не отказываясь в принципе от профилактических мер, направленных на предупреждение локальных ЧС или возникающих при них аварийных воздействий, самое серьезное внимание следует уделить предупреждению прогрессирующего обрушения. Это вызвано, во-первых, тем, что никакими экономически оправданными мерами невозможно полностью исключить возможность локальных разрушений несущих конструкций зданий; во-вторых, тем, что прогрессирующее обрушение ведет к наиболее тяжелым последствиям, в-третьих, тем, что при сравнительно небольших местных разрушениях несущих конструкций зданий обеспечение их устойчивости против прогрессирующего

обрушения позволяет предотвратить эти последствия и защита может быть достигнута простыми и не дорогостоящими техническими средствами.

2. Основной принцип предотвращения прогрессирующего обрушения - повышение неразрезности конструктивной системы здания посредством совершенствования стыков и связей между конструктивными элементами.

3. Эффективность конструктивной защиты зависит от развития в элементах конструкций и их связях пластических деформаций; для пластичности связей, в частности, требуется, чтобы прочность анкеровки связей в сборных элементах была «соответствующей», т.е. больше несущей способности самой связи, или больше усилий, вызывающих текучесть связи.

4. Отмечается качественное сходство рекомендуемых мер защиты от прогрессирующего обрушения с апробированными конструктивными антисейсмическими мероприятиями. В литературе приводятся многочисленные примеры сейсмостойких зданий, локальные разрушения которых не привели к прогрессирующему обрушению благодаря соответствующей сейсмозащите.

Настоящие рекомендации, основанные на указанных принципах, рассматривают вопросы защиты при локальных ЧС для жилых каркасных зданий. Вопросы, рассмотренные в настоящих Рекомендациях, в той или иной мере ранее рассматривались, необходимость разработки данных рекомендаций появилась после ужесточения противопожарных требований [12]. Пожары являются частным случаем ЧС. Мероприятия по выполнению требований противопожарных норм защищают отдельные элементы здания только от воздействия пожара, а в случае других ЧС могут оказаться бесполезными. Поэтому в московских нормах [17] было принято положение о необходимости защиты здания в целом от прогрессирующего обрушения (п. 3.6) при ЧС любого типа, а требования по огнестойкости отдельных конструктивных элементов (п. 3.24) трактуются с учетом защищенности здания от прогрессирующего обрушения.

Рекомендации составлены на основе анализа обширной научной и нормативной зарубежной литературы и по результатам научных исследований проблемы защиты зданий от прогрессирующего обрушения, выполненных в МНИИТЭП, и разработаны в развитие Московских городских норм [17].

К.1. Основные положения

1.1. Жилые каркасные здания должны быть защищены от прогрессирующего обрушения в случае локального разрушения их несущих конструкций при аварийных воздействиях, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации зданий (взрывы, пожары, ударные воздействия транспортных средств и т.п.).

Каркасные здания имеют несущие элементы, которые невозможно защитить от прогрессирующего обрушения конструктивными мероприятиями. Это ключевые элементы каркаса (в первую очередь колонны), и для повышения устойчивости здания против прогрессирующего обрушения при ЧС следует резервировать для этих элементов дополнительную прочность (см. п.п. 2.6 - 2.9), поэтому понимание защиты от прогрессирующего обрушения, которое пришло от панельных зданий⁵, для каркасных зданий трактуется иначе.

ПРИМЕЧАНИЕ Для панельных зданий это требование означает следующее. В случае аварийных воздействий допускаются локальные разрушения несущих конструкций (полное или частичное разрушение отдельных стен в пределах одного этажа и двух смежных осей здания), но эти первичные разрушения не должны приводить к обрушению или к разрушению конструкций, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными при аварийных воздействиях.

Конструктивная система каркасного здания должна обеспечивать его прочность и устойчивость в случае локального воздействия на отдельные элементы, не предусмотренного условиями нормальной эксплуатации здания как минимум на время, необходимое для эвакуации людей. Перемещения конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой чрезвычайной ситуации не ограничивается.

1.3. Устойчивость каркасного здания против прогрессирующего обрушения следует обеспечивать:

- конструктивными мерами, способствующими развитию в ригелях и их соединениях пластических деформаций при предельных усилиях;
- рациональным решением системы конструктивных связей, отдельных узлов и элементов соединений и стыков.

1.4. Реконструкция здания (в частности, перепланировка квартир) не должна снижать устойчивости здания против прогрессирующего обрушения.

К.2. Расчет жилых каркасных зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения

2.1. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения проверяется расчетом на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее постоянные и временные длительные нагрузки, а также одно из гипотетических воздействий на конструкции здания (см. п. 2.3).

2.2. Постоянная и временная длительная нагрузка должна определяться по [5]. При этом коэффициенты сочетаний нагрузок и коэффициенты надежности по нагрузкам к постоянным и длительным нагрузкам рекомендуется принимать равными единице.

2.3. Гипотетические воздействия на несущие конструкции учитываются тем, что проводятся расчеты здания при различных локальных воздействиях, каждое из которых соответствует одному из возможных ЧС.

Рекомендуется принимать следующие локальные воздействия:

карстовая воронка диаметром 6 м, расположенная в любом месте под фундаментом здания (для карстоопасных районов);

повреждение перекрытия общей площадью до 40 м²;

неравномерные осадки основания;

горизонтальная нагрузка на вертикальные несущие элементы 3,5 т для стержневых и 1 т для пластинчатых на 1 м² поверхности рассматриваемого элемента в пределах одного этажа (коэффициент надежности по нагрузке равен единице).

2.4. При расчете зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения нормативные характеристики материалов принимаются в соответствии с [6, 8, 18]. Расчетные характеристики материалов, определяемые делением нормативных

сопротивлений на коэффициенты надежности для бетонных и железобетонных конструкций, повышают за счет использования коэффициентов надежности, указанных в табл. 1. Кроме того, расчетные характеристики умножают на коэффициенты условий работы, учитывающие малую вероятность аварийных воздействий и интенсивный рост прочности бетона в первый период после возведения здания, а также возможность использования арматуры и металлических конструкций и элементов за пределом текучести материала.

Коэффициенты условий работы для бетона принимают по таблице 2, для арматуры всех классов вводится единый коэффициент $\gamma_s = 1,1$.

Расчетные сопротивления прокатной стали принимаются по [8] с учетом допустимости работы пластичных сталей за пределом текучести. Коэффициент условий работы для пластичных сталей принимается равным 1,1.

Таблица К.1 □ Коэффициенты надежности для бетонных и железобетонных конструкций

Материал	Напряженное состояние или характеристика материала	Условное обозначение	Коэффициент надежности по материалу
Бетон	Сжатие	γ_b	1,15
	Растяжение	γ_{bt}	1,25

2.5. Для расчета зданий на устойчивость к прогрессирующему обрушению рекомендуется использовать пространственную расчетную модель.

Такая модель может учитывать элементы, которые при нормальных эксплуатационных условиях являются ненесущими, а при наличии локальных воздействий активно участвуют в перераспределении нагрузки. Модель здания должна быть рассчитана на все локальные воздействия, указанные в п. 2.3.

Таблица К.2 □ Коэффициенты условий работы для бетонных и железобетонных конструкций

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов	Условное обозначение	Коэффициент условий работы
1. Конструкции бетонные	γ_{b1}	0,9
2. Нарастание прочности бетона во времени, кроме бетонов класса В50 и выше, бетонов на глиноземистом цементе, алюминатных и алитовых портландцементов.	γ_{b2}	1,25
3. Элементы заводского изготовления (бетонные и железобетонные).	γ_{b3}	1,15

2.6. Упругая модель здания должна быть рассчитана на локальное воздействие и позволять учитывать изменившийся характер работы элементов.

Полученные при упругом расчете усилия в отдельных элементах должны сравниваться с их расчетными несущими способностями. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения при этом будет обеспечена, если для любого элемента соблюдается условие $F \leq S$, где F и S - соответственно усилие в элементе, найденное из упругого расчета, и его расчетная несущая способность, найденная с учетом указаний п. 2.4.

2.7. В случае обеспечения пластичной работы конструктивной системы в предельном состоянии расчет рекомендуется проводить методом теории предельного равновесия.

2.8. Каркасные здания, надземная часть которых запроектирована на расчетную сейсмiku 6 баллов (независимо от категории грунтов основания), можно не рассчитывать на устойчивость против прогрессирующего обрушения. При этом для расчета в соответствии с [10], принимать необходимые коэффициенты по экстраполяции. По результатам этого расчета должны быть запроектированы узлы и связи в соответствии с [6, 8, 18].

2.9. При расчетах на воздействие ЧС нормальные силы в колоннах, усилия сдвига между колоннами и диафрагмами, полученные без учета неравномерных осадок фундаментов*, рекомендуется увеличивать на 15 %.

* Эта рекомендация не относится к расчетам на образование карста под фундаментом.

2.10. Связи, соединяющие перекрытия с колоннами, ригелями, диафрагмами и стенами, должны удерживать перекрытие от падения (в случае его разрушения) на нижележащий этаж. Связи должны быть рассчитаны на нормативный вес половины пролета перекрытия с расположенным на нем полом.

2.11. В перекрытиях необходимо предусматривать участки (скрытые распорки), запроектированные в соответствии с требованиями п. 5.18 [7] по степени огнестойкости, предъявляемыми к несущим конструкциям (Рисунок К.1). Эти участки, имеющие арматуру, расположенную с увеличенным защитным слоем, соединяют вертикальные несущие конструкции и обеспечивают устойчивость здания при ЧС (прогибы конструкций и раскрытие в них трещин не ограничиваются). Количество и места расположения арматуры определяются расчетом. Указанная арматура может учитываться при расчетах на эксплуатационные и монтажные нагрузки.

Вся остальная арматура может проектироваться в соответствии с требованиями п.п. 5, 18 [7] к перекрытиям междуэтажным, в том числе чердачным и над подвалом.

В случае применения сборных плит перекрытия, в которых нет такой арматуры, необходимо устраивать специальные монолитные участки или проводить альтернативные мероприятия (например устройство специальных распорок).

К.3. Конструктивные требования

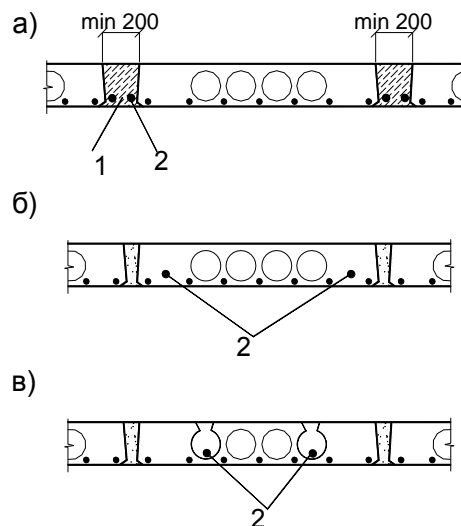
3.1. Основное средство защиты жилых каркасных зданий от прогрессирующего обрушения - резервирование прочности несущих элементов, обеспечение необходимой несущей способности колонн, ригелей, диафрагм, дисков перекрытий и стыков конструкций. Создание неразрезности перекрытий, повышение пластических свойств

связей между колоннами и ригелями, между перекрытиями и конструкциями каркаса, вовлечение в работу пространственной системы несущих элементов.

3.2. Связи между сборными элементами, устанавливаемые по расчету на нормальные эксплуатационные или монтажные нагрузки или по конструктивным соображениям, следует проектировать с учетом возможности аварийных локальных разрушений. Для эффективного решения проблемы защиты зданий от прогрессирующего обрушения, с учетом всех задач проектирования при нормальных эксплуатационных и монтажных условиях, наиболее предпочтительна следующая система связей:

- горизонтальные продольные и поперечные связи между плитами перекрытий, обеспечивающие необходимую прочность дисков перекрытий при растяжении и сдвиге (рис. 2);

- горизонтальные связи между навесными наружными стенами и дисками перекрытий, обеспечивающие устойчивость и работу на ветровые и температурные воздействия навесных стеновых панелей.



- а) - в монолитных участках,
 б) - в плитах перекрытия,
 в) - в замоноличенных пустотах плит перекрытия,
 1 - бетон, 2 - арматура.

Рисунок К.1 Варианты укладки дополнительной арматуры с увеличенным защитным слоем

3.3. Эффективная работа связей, препятствующих прогрессирующему обрушению, возможна лишь при обеспечении их пластичности в предельном состоянии необходимо, чтобы после исчерпания несущей способности связь не выключалась из работы и допускала без разрушения сравнительно большие абсолютные деформации (порядка нескольких миллиметров).

Для обеспечения пластичности соединений сборных элементов, они должны включать специальные пластичные элементы, выполненные из пластичной листовой или арматурной стали.

Растянутая линейная связь между сборными элементами, как правило, представляет цепочку последовательно соединенных элементов анкер закладной детали, закладная деталь, собственно связь, закладная деталь второго элемента и ее анкер. В силу случайной изменчивости сопротивлений отдельных элементов этой цепи и их соединений, предельное состояние всего стыка определяется слабейшим звеном. Соответственно, реальная пластичность всего соединения зависит от того, какой элемент окажется слабейшим:

- если произойдет выкалывание бетона, в котором анкеруется закладная деталь, то разрушение будет носить хрупкий характер с весьма незначительными линейными деформациями, предшествующими выключению связи из работы (рис. 3а);

- если разрушится одно из сварных соединений, то, хотя при качественной сварке пластичность и проявится, в силу малой протяженности самого разрушаемого звена линейные деформации, предшествующие выключению связи из работы, будут сравнительно невелики (Рисунок К.3б);

- только в том случае, когда слабейшим звеном соединения окажется собственно металлическая связь все соединение проявит максимально возможные пластические свойства (Рисунок К.3в).

Соединения сборных элементов, препятствующие прогрессирующему обрушению каркасных зданий, должны проектироваться неравнопрочными, при этом элемент, предельное состояние которого обеспечивает наибольшие пластические деформации соединения, должен быть наименее прочным.

Для выполнения этого условия рекомендуется рассчитывать все элементы соединения, кроме наиболее пластичного, на усилие, в 1,5 раза превышающее несущую способность пластичного элемента например, анкеровку закладных деталей и сварные соединения рекомендуется рассчитывать на усилие в 1,5 раза большее, чем несущая способность самой связи.

При этом несущую способность связи следует определять в соответствии со СНиП II-23-81* по формуле

$$N = A_n R_y \gamma_c$$

при $\gamma_c = 1$. Необходимо особо следить за фактически точным исполнением проектных решений пластичных элементов - замена их более прочными недопустима.

3.4. Эффективность сопротивления прогрессирующему обрушению здания требует пластичной работы в предельном состоянии не только связей, но и других конструктивных элементов. В частности, необходимо:

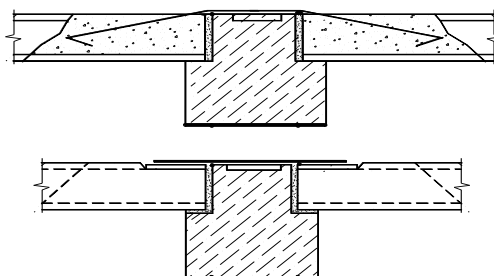
- несущие конструкции каркаса здания проектировать так, чтобы пластические шарниры образовывались в ригелях, а не в колоннах каркаса;

- шпоночные соединения проектировать так, чтобы прочность отдельных шпонок на срез была в 1,5 раза больше их прочности при смятии.

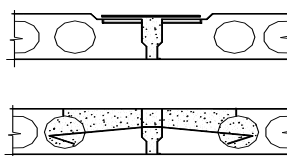
3.5. Сечения связей в дисках перекрытия (указанных в п. 3.2 типов) должны определяться расчетом на эксплуатационные, монтажные или рассматриваемые здесь аварийные воздействия, но не менее требуемых для обеспечения восприятия растягивающих усилий следующих величин:

- для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях вдоль длины протяженного в плане здания, - 15 кН (1,5 тс) на 1 м ширины здания;
 - для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях перпендикулярно длине протяженного в плане здания, а также для горизонтальных связей в зданиях с компактным планом - 10 кН (1,0 тс) на 1 м длины здания;
 - для горизонтальных связей между бетонными и железобетонными навесными наружными панелями и дисками перекрытий - не менее 10 кН (1 тс) на 1 м длины стены;
- Расстояние между связями следует назначать не более чем 3,6 м.

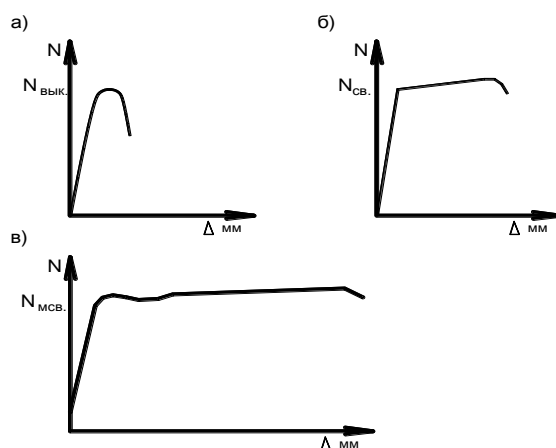
а)



б)



а - с ригелями, б - между собой.

Рисунок К.2. Варианты соединения плит перекрытия

- а) - при выкалывании бетона в зоне анкерки;
- б) - при разрушении сварных соединений;
- в) - при разрушении листовой или стержневой связи.

Рисунок К.3. Диаграмма деформирования растянутой линейной связи при разрушении ее различных элементов

3.6. В каркасных зданиях следует отдавать предпочтение монолитным перекрытиям, особенно в зданиях, где имеются помещения с большими площадями (более 40 м²).

3.7. Плиты покрытия и перекрытий, как сборные, так и монолитные, должны быть надежно связаны с несущими конструкциями каркаса связями, а сборные плиты - друг с другом.

3.8. Предпочтительно перегородки проектировать из листовых материалов по каркасу либо едиными сборными элементами - железобетонными или гипсолитовыми. Перегородки из штучных материалов объемной массой более 500 кг/м³ применять не рекомендуются.

3.9. Перегородки должны быть надежно соединены с перекрытиями связями, исключающими горизонтальные перемещения, но допускающими взаимное вертикальное перемещение, т.е. свободный прогиб перекрытий при статической нагрузке.

Вместе с тем конструкция крепления перегородки к вышележащему перекрытию должна обеспечивать ее зависание в случае обрушения нижележащего перекрытия. Это относится в первую очередь к помещениям над нежилыми первыми этажами.

Перегородки рекомендуется соединять вертикальными стыками с соседними перегородками, колоннами, стенами металлическими связями. Связи должны быть рассчитаны на восприятие собственного веса перегородок.

ПРИЛОЖЕНИЕ Л
(информационное)

**Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами
при чрезвычайных ситуациях, 2002⁹**

Введение

Решение проблемы защиты жилых зданий, строящихся в Москве, в случаях возникновения чрезвычайных ситуаций (ЧС)¹, в соответствии с директивными и нормативными документами должно учитывать природные и техногенные чрезвычайные ситуации, определенные соответствующими ГОСТ. Однако учет природных особенностей Московского региона и уроков многочисленных аварий зданий и сооружений в России и за рубежом² показывает, что перечень ЧС, рассматриваемых при таком анализе, должен быть существенно уточнен и расширен по сравнению с государственными стандартами. В него необходимо включить следующие чрезвычайные ситуации:

¹ Здесь и в дальнейшем курсивом выделяются термины и сокращения, определенные в государственных стандартах.

² Библиография строительных аварий чрезвычайно обширна, весьма подробная библиография аварий жилых зданий во второй половине 20 века – в работе [31].

1. Природные ЧС:

- А) - сейсмические воздействия;
- Б) - опасные метеорологические явления, приводящие к повышенным ветровым нагрузкам на здания;
- В) - образование карстовых воронок и провалов в основаниях зданий;

2. Антропогенные (в том числе, техногенные) ЧС:

³ Термин «антропогенные ЧС», применяемый в литературе, представляется более общим, чем применяемый в государственных стандартах «техногенные ЧС» - в частности, это иллюстрирует приводимый здесь перечень ЧС.

А) - взрывы снаружи или внутри здания (в литературе упоминаются следующие источники: бытовой газ, взрывоопасные газовые смеси и жидкости, бомбы и другие взрывные устройства, используемые террористами);

Б) – пожары⁴;

⁴ Пожары могут быть отнесены и к природным ЧС, но чаще они возникают по причинам, связанным с деятельностью людей.

В) - транспортные аварии (ДТП, авиационные катастрофы);

Г) - аварии зданий и сооружений или значительные повреждения их несущих конструкций, вызванные одной из следующих причин:

⁹ Разработаны: МНИИТЭП (инженер Шапиро Г.И., к.т.н. Коровкин В.С, инженер Эйсман Ю.А.) и НИЦ СтаДиО (к.т.н. Ю.М. Стругацкий)

- а) ошибки в проектах, в том числе вызванные несовершенством СНиП,
- б) недоброкачественное производство работ (в заводских условиях или на монтаже);
- в) дефекты материалов;
- г) недостатки эксплуатации зданий, в том числе их инженерного оборудования;

2. Основной принцип предотвращения прогрессирующего обрушения - повышение неразрезности конструктивной системы здания посредством совершенствования стыков и связей между конструктивными элементами.

3. Эффективность конструктивной защиты зависит от развития в элементах конструкций и их связях пластических деформаций; для пластичности связей, в частности, требуется, чтобы прочность анкеровки связей в сборных элементах была больше несущей способности самой связи, или больше усилия, вызывающего текучесть связи.

4. Отмечается качественное сходство рекомендуемых мер защиты от прогрессирующего обрушения с апробированными конструктивными антисейсмическими мероприятиями. В литературе приводятся многочисленные примеры сейсмостойких зданий, локальные разрушения которых не привели к прогрессирующему обрушению благодаря соответствующей сейсмозащите.

Настоящие рекомендации, основанные на указанных принципах, рассматривают вопросы защиты при локальных ЧС для жилых зданий с несущими кирпичными стенами. Вопросы, рассмотренные в настоящих Рекомендациях, в той или иной мере ранее рассматривались, необходимость разработки данных рекомендаций появилась после ужесточения противопожарных требований по противопожарной безопасности зданий [7].

Пожары являются частным случаем ЧС. Мероприятия по выполнению требований противопожарных норм защищают отдельные элементы здания только от воздействия пожара, а в случае других ЧС могут оказаться бесполезными. Поэтому в московских нормах [17] было принято положение о необходимости защиты здания в целом от прогрессирующего обрушения (п. 3.6) при ЧС любого типа, а требования по огнестойкости отдельных конструктивных элементов (п. 3.24) трактуются с учетом защищенности здания от прогрессирующего обрушения.

Рекомендации составлены на основе анализа обширной научной и нормативной зарубежной литературы и по результатам научных исследований проблемы защиты зданий от прогрессирующего обрушения, выполненных в МНИИТЭП, и разработаны в развитие Московских городских норм [17].

Л.1. Основные положения.

1.1. Жилые здания первой и второй категории ответственности с кирпичными⁵ несущими стенами должны быть защищены от прогрессирующего обрушения в случае локального разрушения их несущих конструкций при аварийных воздействиях, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации зданий (взрывы, пожары, ударные воздействия транспортных средств и т.п.). Это требование означает, что в случае аварийных воздействий допускаются локальные разрушения несущих конструкций (полное или частичное разрушение отдельных стен в пределах одного этажа или двух смежных осей здания), но эти первичные разрушения не должны приводить к обрушению

или к разрушению конструкций, на которые передается нагрузка, ранее воспринимавшаяся элементами, поврежденными при аварийных воздействиях.

⁵ Здесь и далее имеется в виду не только кирпичные стены, но и из других каменных материалов в соответствии с [32, 33].

Конструктивная система здания должна обеспечивать его прочность и устойчивость в случае локального разрушения несущих конструкций как минимум на время, необходимое для эвакуации людей. Перемещение конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой чрезвычайной ситуации не ограничивается.

1.2. При проектировании защиты зданий с кирпичными несущими стенами от прогрессирующего обрушения следует выделять два типа неповрежденных конструктивных элементов. В элементах первого типа воздействия локальных разрушений не вызывают качественного изменения напряженного состояния, а приводят лишь к увеличению напряжений и усилий (неповрежденные участки стен и плиты перекрытий, расположенные по высоте здания вне зоны локального разрушения). В элементах второго типа (к ним относятся конструкции, потерявшие первоначальные опоры - элементы стен и перекрытий, расположенные над зоной локального разрушения) в рассматриваемом состоянии здания качественно меняется напряженное состояние.

В связи с тем, что элементы первого типа при нормальных эксплуатационных воздействиях подвергаются нагрузкам в два-три раза ниже разрушающих, основной задачей проектирования является обеспечение прочности и устойчивости элементов стен и перекрытий, потерявших опору в результате локального разрушения стен. Обеспечение устойчивости этих конструкций, которая зависит как от прочности самих зависших элементов, так и от прочности их связей между собой и с неповрежденными стенами, - основная задача защиты зданий от прогрессирующего обрушения

1.3. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения следует обеспечивать наиболее экономичными средствами:

- конструктивными мерами, способствующими развитию в элементах и их соединениях пластических деформаций при предельных нагрузках;
- рациональным решением системы конструктивных связей, отдельных узлов и элементов соединений и стыков.

1.4. Реконструкция здания (в частности, перепланировка квартир с устройством новых проемов), не должна снижать устойчивости здания против прогрессирующего обрушения.

Л.2. Расчет зданий с кирпичными несущими стенами на устойчивость против прогрессирующего обрушения

2.1. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения проверяется расчетом на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее постоянные и временные длительные нагрузки, а также воздействие гипотетических локальных разрушений несущих конструкций.

2.2. Величины нагрузок должны определяться по [5]. При этом коэффициенты сочетаний нагрузок и коэффициенты надежности по нагрузке следует принимать равными единице.

2.3. Воздействие локальных разрушений несущих конструкций учитывается тем, что рассматривается несколько вариантов расчетной модели здания, каждый из которых соответствует одному из возможных локальных разрушений конструкций при аварийных воздействиях (см. рис. 1).

Рекомендуется принимать следующие размеры локальных повреждений:

- карстовая воронка под фундаментом здания диаметром 6 м (для карстоопасных районов);
- разрушение (удаление) двух пересекающихся стен одного (любого) этажа на участках от места их сопряжения (в частности, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего пересечения со стеной перпендикулярного направления, но на длине не более 3 м;
- удаление любого из простенков наружной стены;
- удаление любого из участков стены одного этажа шириной 3 м;
- повреждение сборного или монолитного перекрытия общей площадью до 40 м²;

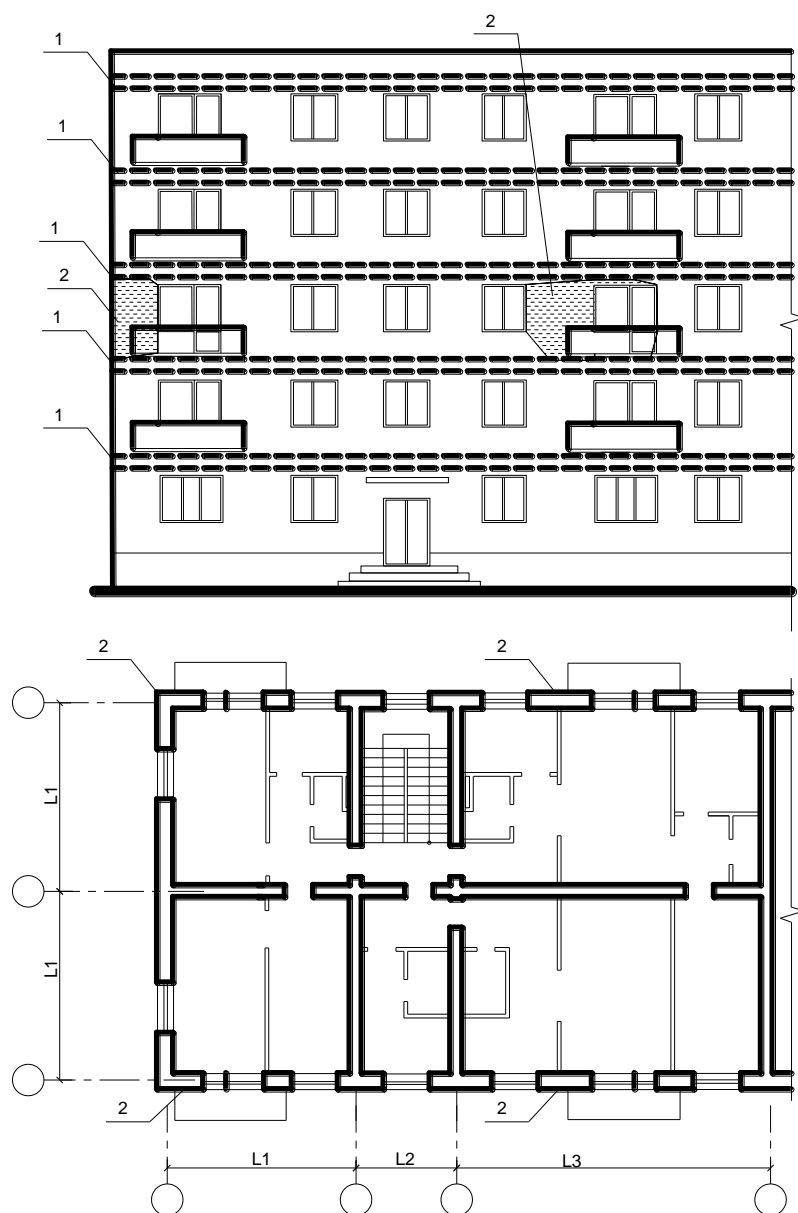
Для оценки устойчивости здания против прогрессирующего обрушения разрешается рассматривать лишь наиболее опасные расчетные схемы разрушения:

- локальные разрушения, включающие разрушение наружных стен, ослабленных дверными проемами выходов на балконы и лоджии;
- локальные разрушения, включающие разрушения простенков внутренних стен между двумя дверными проемами при балочной разрезке большепролетных сборных перекрытий.

2.4. При расчете зданий на устойчивость против прогрессирующего обрушения расчетные сопротивления кладки, арматуры и прокатной стали, а также нормативные сопротивления бетона принимаются в соответствии с [32, 6, 8]. Расчетные сопротивления бетонных и железобетонных конструкций, определяемые делением нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности, повышают за счет использования коэффициентов надежности по материалу, указанных в таблице Л.1. Кроме того, расчетные сопротивления умножают на коэффициенты условий работы, учитывающие малую вероятность аварийных воздействий и интенсивный рост прочности бетона в первый период после возведения здания, а также возможность использования арматуры и металлических элементов за пределом текучести материала.

Коэффициенты условий работы для кирпичной кладки и бетона принимают по таблице 2, для арматуры всех классов вводится единый коэффициент $\gamma_s = 1,1$.

Коэффициент условий работы γ_s для пластичных сталей принимается равным 1,1.



а) фасад; б) план этажа

1 - армированные пояса,

2 - варианты расположения гипотетических локальных разрушений.

Рисунок Л.1. Фрагмент кирпичного жилого дома

Таблица Л.1 □ Коэффициенты надежности для бетонных и железобетонных конструкций

Материал	Напряженное состояние или характеристика материала	Условное обозначение	Коэффициент надежности по материалу
Бетон	Сжатие	γ_b	1,15
	Растяжение	γ_{bt}	1,25

Таблица Л.2 □ Коэффициенты условий работы для бетонных и железобетонных конструкций

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов		Условное обозначение	Коэффициент условий работы
1. Кирпичная кладка	Сжатие	γ_c	п.п. <u>3.11-3.14</u> *
	растяжение		п.п. <u>3.15-3.17</u> *
2. Конструкции бетонные		γ_{b1}	0,9
3. Нарастание прочности бетона во времени, кроме бетонов класса В50 и выше, бетонов на глиноземистом цементе, алюминатных и алитовых портландцементов.		γ_{b2}	1,25
4. Элементы заводского изготовления (бетонные и железобетонные).		γ_{b3}	1,15

* см. [31,32].

2.5. Для расчета зданий на устойчивость к прогрессирующему обрушению рекомендуется использовать пространственную расчетную модель.

Такая модель должна включать элементы, которые при нормальных эксплуатационных условиях являются ненесущими, а при наличии локальных разрушений активно участвуют в перераспределении нагрузки. Модель здания должна быть рассчитана при всех выбранных в соответствии с рекомендациями п. 2.3 расчетных схемах локального разрушения конструкций.

2.6. Упругая расчетная модель здания должна включать расчетное локальное разрушение и позволять учитывать изменившийся характер работы элементов, потерявших опору.

Полученные при упругом расчете усилия в отдельных элементах должны сравниваться с их значениями, соответствующими расчетной несущей способности. Устойчивость здания против прогрессирующего обрушения при этом будет обеспечена, если для любого элемента соблюдается условие $F \leq S$, где F и S - соответственно усилие в элементе, найденное из упругого расчета, и его расчетная несущая способность, найденная с учетом указаний п. 2.4.

2.7. В случае обеспечения пластичной работы конструктивной системы в предельном состоянии расчет рекомендуется проводить кинематическим методом теории предельного равновесия. В этом случае допускается проверять лишь устойчивость элементов, расположенных над локальным разрушением, и расчет здания при каждой выбранной схеме локального разрушения сводится к следующей процедуре:

- задаются наиболее вероятные механизмы прогрессирующего (вторичного) обрушения элементов здания, потерявших опору (задать механизм разрушения значит определить все разрушаемые связи и найти возможные обобщенные перемещения (w_i) по направлению усилий в этих связях);

- для каждого из выбранных механизмов прогрессирующего обрушения определяются прочности всех пластично разрушающихся связей (S_i), находятся равнодействующие внешних сил, приложенных к отдельным звеньям механизма, то есть к отдельным не разрушаемым элементам или их частям (G_i), и перемещения по направлению их действия (u_i);

- определяется работа внутренних сил (W) и внешних нагрузок (U) на возможных перемещениях рассматриваемого механизма

$$W = \sum S_i w_i; \quad U = \sum G_i u_i$$

и проверяется условие равновесия

$$W \geq U. \quad (1)$$

Если пластичность какой-либо связи не обеспечена, ее работа учитываться не должна (связь считается отсутствующей). Если таких связей и элементов, которые могут разрушаться хрупко, слишком много, и их формальное исключение слишком сильно уменьшает оценку сопротивления здания прогрессирующему обрушению, следует или обеспечить пластичность связей, или использовать другую упругую расчетную модель здания (см. п.п. 2.6 и 2.8).

2.8. Кирпичные здания, надземная часть которых запроектирована на расчетную сейсмику 6 баллов (независимо от категории грунтов основания), допускается не рассчитывать на устойчивость против прогрессирующего обрушения. При этом для расчета в соответствии с [10], рекомендуется принимать необходимые коэффициенты по экстраполяции. По результатам этого расчета должны быть запроектированы узлы и связи в соответствии с [31, 6, 8].

2.9. Проверка прочности стен должна выполняться с учетом армирования кладки и наличия в кладке железобетонных поясов.

2.10. Связи, соединяющие перекрытия со стенами, должны удерживать перекрытия от падения (в случае его разрушения) на нижележащий этаж. Связи должны быть рассчитаны на нормативный вес половины пролета перекрытия с расположенным на нем полом.

2.11. В перекрытиях необходимо предусматривать участки (скрытые балки), запроектированные в соответствии с требованиями п. 5.18 [7] по степени огнестойкости, предъявляемыми к несущим конструкциям (см. Рисунок Л.2). Эти участки, имеющие арматуру, расположенную с увеличенным защитным слоем, соединяют вертикальные

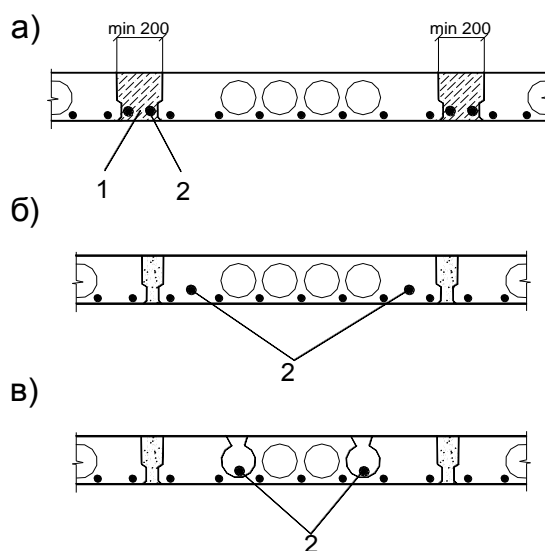
несущие конструкции и обеспечивают устойчивость здания при ЧС (прогибы конструкций и раскрытие в них трещин не ограничиваются). Количество и места расположения арматуры определяются расчетом. Указанная арматура может учитываться при расчетах на эксплуатационные и монтажные нагрузки.

Все остальные участки перекрытия могут проектироваться в соответствии с требованиями п. 5.18 [12] к перекрытиям междуэтажным, в том числе чердачным и над подвалом.

В случае применения сборных плит перекрытия, в которых нет такой арматуры, необходимо устраивать специальные монолитные участки или проводить альтернативные мероприятия.

Л.3 Конструктивные требования

3.1. Основное средство защиты жилых зданий от прогрессирующего обрушения - увеличение «связанности» здания: создание неразрезности перекрытий, повышение пластических свойств связей перекрытия со стенами, увеличение «связанности» самих стен с помощью армированных поясов с непрерывным армированием (см. рис. 3 и 4), вовлечение в работу пространственной системы ненесущих элементов.



- а) - в монолитных участках,
 б) - в плитах перекрытия,
 в) - в замоноличенных пустотах плит перекрытия,
 1 - бетон, 2 - арматура.

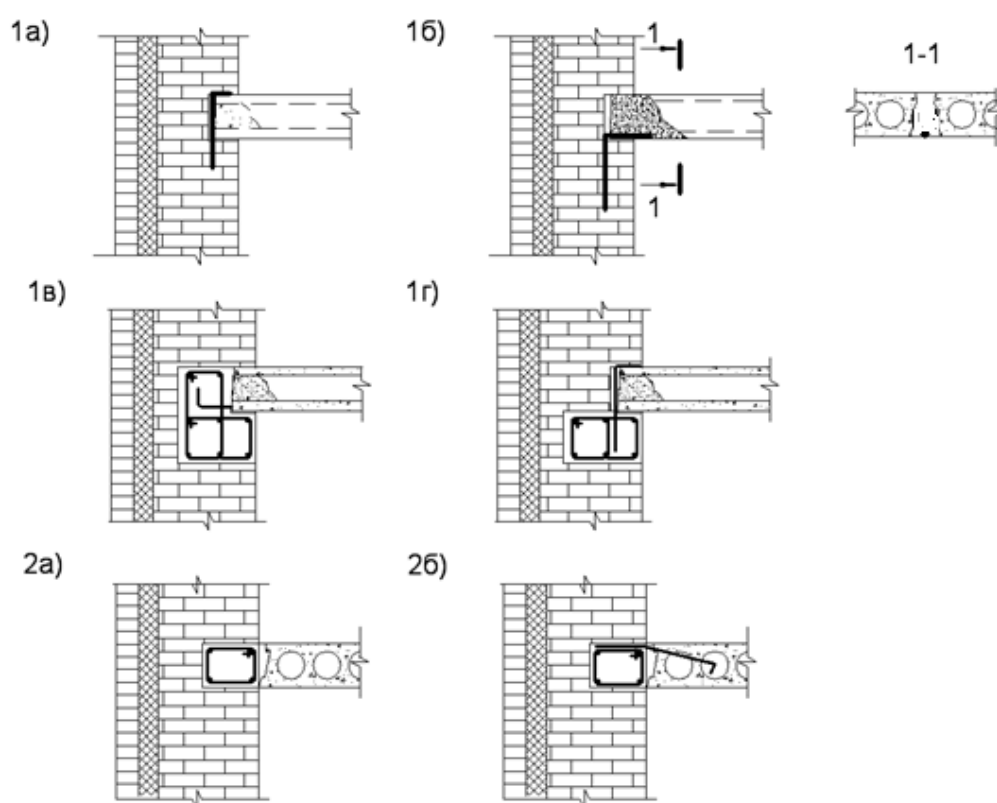
Рисунок Л.2. Варианты укладки дополнительной арматуры с увеличенным защитным слоем

3.2. Связи между сборными элементами, устанавливаемые по расчету на нормальные эксплуатационные или монтажные нагрузки либо по конструктивным соображениям, следует проектировать с учетом возможности аварийных локальных разрушений. Для эффективного решения проблемы защиты зданий от прогрессирующего обрушения, с учетом всех задач проектирования при нормальных эксплуатационных и монтажных

условиях необходимо предусматривать горизонтальные продольные и поперечные связи между плитами перекрытий, обеспечивающие необходимую прочность дисков перекрытий при растяжении и сдвиге.

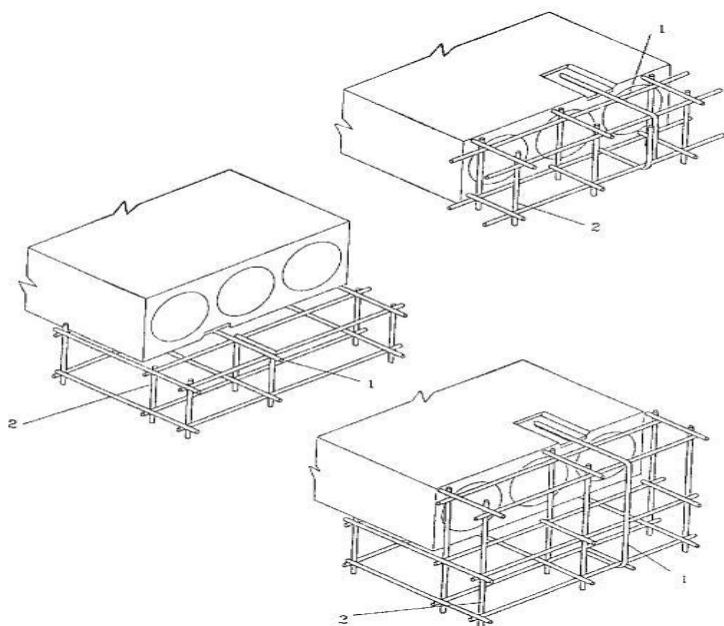
3.3. Эффективная работа связей, препятствующих прогрессирующему обрушению, возможна лишь при обеспечении их пластичности в предельном состоянии необходимо, чтобы после исчерпания несущей способности связь не выключалась из работы и допускала без разрушения сравнительно большие линейные деформации (порядка нескольких миллиметров).

Для обеспечения пластичности соединений сборных элементов, их конструктивные решения должны включать специальные пластичные элементы, выполненные из пластичной листовой или арматурной стали.



- 1а, б, в, г - в несущих стенах,
 2 а, б - в ненесущих стенах,
 1 а, б - армокирпичные пояса,
 1 а, г, 2 а, б - железобетонные пояса.

Рисунок Л.3. Варианты устройства армированных поясов и анкерки плит перекрытия



1 - анкер, 2 - каркасы железобетонных поясов.

Рисунок Л.4. Варианты анкеровки панелей перекрытий

Растянутая линейная связь между сборными элементами, как правило, представляет цепочку последовательно соединенных элементов: анкер закладной детали, закладная деталь, собственно связь, закладная деталь второго элемента и ее анкер. В силу случайной изменчивости сопротивлений отдельных элементов этой цепи и их соединений, предельное состояние всего стыка определяется слабейшим звеном. Соответственно, реальная пластичность всего соединения зависит от того, какой элемент окажется слабейшим:

- если произойдет выкалывание бетона или кирпичной кладки вместе с анкерующей деталью, то разрушение будет носить хрупкий характер с весьма незначительными линейными деформациями, предшествующими выключению связи из работы (Рисунок Л.5а);

- если разрушится одно из сварных соединений, то, хотя при качественной сварке пластичность и проявится, в силу малой протяженности самого разрушаемого звена линейные деформации, предшествующие выключению связи из работы, будут сравнительно невелики (Рисунок Л.5б);

- только в том случае, когда слабейшим звеном соединения окажется собственно металлическая связь, все соединение проявит максимально возможные пластические свойства (Рисунок. Л.5в).

Соединения элементов, препятствующие прогрессирующему обрушению зданий, должны проектироваться неравнопрочными, при этом наименее прочным элементом, должен быть тот, предельное состояние которого обеспечивает наибольшие пластические деформации соединения.

Для выполнения этого условия рекомендуется рассчитать все элементы соединения, кроме наиболее пластичного, на усилие, в 1,5 раза превышающее несущую

способность пластичного элемента: например, анкеровку закладных деталей и сварные соединения рекомендуется рассчитывать на усилие в 1,5 раза большее, чем несущая способность самой связи.

При этом несущую способность связи следует определять в соответствии с [9] по формуле

$$N = A_n R_y \gamma_c$$

при $\gamma_c = 1$. Необходимо обеспечить особый контроль за правильным исполнением проектных решений пластичных элементов - замена их более прочными элементами недопустима.

3.4. Эффективность сопротивления прогрессирующему обрушению здания требует пластичной работы в предельном состоянии не только связей, но и других конструктивных элементов.

В частности, необходимо:

- надпроемные перемычки, работающие как связи сдвига, проектировать так, чтобы они разрушались от изгиба, а не от действия поперечной силы;
- шпоночные соединения проектировать так, чтобы прочность отдельных шпонок на срез была в 1,5 раза больше их прочности при смятии.

3.5. Сечения всех перечисленных в п. 3.2 типов связей должны определяться расчетом на эксплуатационные, монтажные или рассматриваемые здесь аварийные воздействия, но не менее требуемых для обеспечения восприятия растягивающих усилий следующих величин:

- для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях вдоль длины протяженного в плане здания, - 15 кН (1,5 тс) на 1 м ширины здания;
- для горизонтальных связей, расположенных в перекрытиях перпендикулярно длине протяженного в плане здания, а также для горизонтальных связей в зданиях с компактным планом - 10 кН (1,0 тс) на 1 м длины здания.

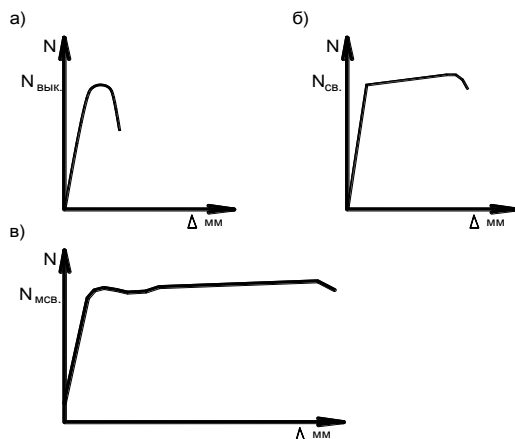
Расстояние между связями следует назначать не более чем 3,6 м.

3.6. В кирпичных зданиях с несущими стенами следует отдавать предпочтение монолитным перекрытиям, особенно в тех зданиях, где имеются помещения с большими площадями (более 40 м²).

3.7. Жилые здания должны возводиться на ленточных, свайных фундаментах, либо на сплошной монолитной железобетонной плите. Столбчатые фундаменты с опиранием стен на рандбалки использовать не рекомендуется.

3.8. Сборные ленточные фундаменты должны быть непрерывными и иметь непрерывное армирование в виде стержней, уложенных в горизонтальные растворные швы между фундаментными подушками (подготовкой) и первым фундаментным блоком, а также последним (самым верхним) блоком и кирпичной стеной. Диаметр и количество стержней должно определяться расчетом, а толщина шва должна на 2 см превышать диаметр стержней. Марка цементно-песчаного раствора по пределу прочности на сжатие должна быть не менее 150. Вводы коммуникаций не должны нарушать непрерывности армированных швов и не должны повреждать защитного слоя арматурных стержней.

3.9. Свайные ростверки должны образовывать единую систему под всем зданием. Изолированные ростверки под отдельными кустами свай применять не рекомендуется.



- а) - при выкалывании бетона в зоне анкеровки,
- б) - при разрушении сварных соединений;
- в) - при разрушении листовой или стержневой связи.

Рисунок Л.5. Диаграмма деформирования растянутой линейной связи при разрушении ее различных элементов

3.10. Толщина внутренних несущих кирпичных стен должна быть не менее 38 см, толщина внутреннего несущего слоя наружных стен - также не менее 38 см, внутреннего слоя ненесущих стен (связанных с поперечными несущими) - не менее 25 см.

3.11. На каждом этаже внутренние стены, а также внутренний слой наружных стен должны иметь по периметру здания пояс армированной кладки между верхом надпроемных перемычек и низом перекрытия. Интенсивность армирования должна быть определена расчетом.

3.12. Если низ перекрытия (покрытия) на каждом или на некоторых этажах совпадает с верхом надпроемной перемычки, и вследствие этого армированный пояс кладки устроить не удастся, перемычки следует выполнять монолитными и непрерывными по всему контуру наружных и внутренних стен, т.е. устраивать железобетонный пояс (по типу антисейсмического).

3.13. Покрытие и перекрытия, как сборные, так и монолитные, должны быть надежно связаны со стенами расчетными связями, а сборные плиты - друг с другом, образуя жесткий диск.

В случае сборных конструкций плиты рекомендуется проектировать с двойной арматурой и с закладными деталями, приваренными к арматуре. Через стальные связи на сварке плиты должны быть соединены друг с другом и с армированными поясами кладки стен (см. рис. 3).

Монолитные плиты должны иметь выпуски арматуры, позволяющие соединить железобетонное покрытие и перекрытия с армированными поясами кладки стен.

3.14. Аналогичную конструкцию соединений должны иметь лестничные марши и площадки.

3.15. Связи, соединяющие сборные элементы друг с другом и с армированными поясами стен, должны выполняться из пластичной стали. Связи между плитами, проходящие в толще внутренних несущих стен, должны обеспечивать неразрезность плит.

3.16. Предпочтительно перегородки проектировать из листовых материалов по каркасу либо едиными сборными элементами - железобетонными или гипсолитовыми. Перегородки из штучных материалов объемной массой более 500 кг/м^3 не рекомендуются.

3.17. Перегородки должны быть надежно соединены с перекрытиями связями, исключающими горизонтальные перемещения, но допускающими взаимное вертикальное перемещение, т.е. свободный прогиб перекрытий при статической нагрузке. Вместе с тем конструкция крепления перегородки к вышележащему перекрытию должна обеспечивать ее зависание в случае обрушения нижележащего перекрытия. Это относится в первую очередь к помещениям над нежилыми первыми этажами.

Перегородки рекомендуется соединять вертикальными стыками с соседними перегородками и стенами металлическими связями. Связи должны быть рассчитаны на восприятие собственного веса перегородок.

ПРИЛОЖЕНИЕ М

(информационное)

ПРИМЕР М.1

РАСЧЕТ 9-ЭТАЖНОГО ЖИЛОГО ДОМА НА УСТОЙЧИВОСТЬ ПРОТИВ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ

М.1 Общие положения

М.1.1 Класс здания по последствиям разрушения

В соответствии с Таблицей А.1 (Приложение А) рассматриваемое здание по последствиям разрушения относится к классу 2б (группа повышенного риска).

Рекомендуемые мероприятия (стратегия ограничения последствий разрушения) для рассматриваемого здания включают:

(а) установку эффективных горизонтальных связей или устройство эффективной анкеровки перекрытий в стенах (ригелях каркаса),

(б) устройство горизонтальных связей для самонесущих стеновых конструкций, (совместно с устройством вертикальных связей во всех опорных колоннах и стенах),

(в) проверку состояний, при котором конструктивная система здания сохранит общую устойчивость и степень локального повреждения не превысит определенных пределов при условном удалении каждой опорной колонны или балки, поддерживающей колонну.

Элементы стратегии, приведенные в пунктах (а) и (б) выполняются на уровне проектных решений, предусматривающих применение конструктивной системы рамно-связевого каркаса, с регулярным расположением колонн и ригелей каркаса, образующих неразрезную конструктивную систему, и установку связевых арматурных элементов в зонах опирания плит перекрытий на ригели поперечных рам.

Таким образом, объектом конструктивного анализа для рассматриваемого здания является элемент стратегии (в), предусматривающий количественную оценку расчетных состояний конструкций здания по результатам прочностного расчета, обеспечивающую ограничение степени локального разрушения (сохранение общей устойчивости здания).

ПРИМЕЧАНИЕ В соответствии с общими принципами и стратегией ограничения масштабов локального разрушения по СН РК EN 1991-1-7 (класс здания по последствиям разрушения), необходимость проведения анализа рисков, вызванных неидентифицированными воздействиями, должна быть определена для конкретного объекта в техническом задании на проектирование, в зависимости от категории ответственности объекта.

М.1.2 Сценарий расчетных состояний, вызванных локальным разрушением конструкций

Расчет 9-этажного жилого дома на устойчивость против прогрессирующего обрушения выполнен с использованием ВК «ЛИРА» на постоянные (собственный вес) и длительные временные нагрузки. Постоянная и длительная временная нагрузки приняты согласно СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 (Приложение А) с коэффициентами сочетания нагрузок и коэффициентами надежности по нагрузкам, равными единице.

Расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов приняты равными их нормативным значениям согласно СН РК EN 1992-1-1:2004 и НТП-02-01-2011.

Цель расчета - обеспечение общей устойчивости здания при возможных локальных разрушениях, позволяющее обеспечить интервал времени, необходимый для проведения спасательных работ и эвакуации людей из здания.

М.1.3 Расчетные схемы локального разрушения

В качестве вариантов локального (гипотетического) разрушения здания рассматриваются схемы локального разрушения одного из конструктивных элементов (угловой или промежуточной колонны каркаса с примыкающими участками стены) в уровне одного (любого из этажей здания).

В приведенном примере расчета рассмотрены два случая локального разрушения:

- условное удаление угловой колонны в уровне второго этажа, с примыкающими участками стены, Рисунок М.3;
- условное удаление промежуточной колонны в уровне второго этажа, с примыкающими участками стены, Рисунок М.4;

М.1.4. Критерии оценки предельных состояний

Проверка зданий по ограничению последствий локального разрушения (предотвращение прогрессирующего обрушения) относится к задачам геометрической нелинейности, когда напряженное состояние несущих конструкций может быть определено путем последовательного рассмотрения изменяющейся расчетной схемы здания (выполняется поэтапное формирование воздействия).

Таким образом, расчет здания на локальное разрушение представляет итерационный процесс, в виде последовательных этапов расчета, когда на последующих этапах вводятся расчетные состояния предыдущего этапа (например, пластические шарниры в элементах несущих конструкций, исключаемые из расчетной схемы участки заполнения каркаса, и т.д.). Для этого необходима оценка напряженного состояния конструкций, примыкающих к зоне разрушения, включая требуемое расчетное армирование колонн и ригелей и состояние участков кирпичной кладки.

Критерием оценки предельного состояния сохраняющихся конструктивных элементов, воспринимающих нагрузки после разрушения выбранного элемента, принято ограничение вертикальных деформаций ригелей, примыкающих к зоне разрушения, $\Delta = \frac{1}{100}L$, где L – пролет ригеля продольного или поперечного направления (консольный элемент, образовавшийся в результате разрушения колонны).

М.1.5 Этапы расчетов

Итерационный расчет здания включает следующие этапы:

- расчет исходного здания, с целью определения перемещений (исходного состояния) здания при действии постоянных и длительных нагрузок, принятых с коэффициентами сочетания, равными единице;

- этап 1 расчета – определение усилий (армирования) и перемещений конструктивных элементов каркаса (ригелей и колонн, кирпичной кладки) в результате изменения расчетной схемы после удаления конструктивного элемента (колонны с прилегающими участками стен);

- этап 2 расчета (и последующие этапы)

(а) изменение расчетной схемы здания путем введения пластических шарниров в сечения ригелей, где требуемое армирование (по расчету на предыдущем этапе) превышает проектное значение,

(б) исключение (удаление) из расчетной схемы колонн, в которых требуемое армирование превышает проектное значение,

(в) исключение из расчетной схемы участков кирпичной кладки, растягивающие напряжения в которых превышают расчетные значения;

- оценка напряженного состояния в соответствии с принятым критерием предельного состояния.

М.2 Материалы расчета

М.2.1 Исходные данные

Объект расчетного анализа: секция жилого дома по типовому проекту «Унифицированная девятиэтажная блок-секция жилого дома ТИП 1 в индустриальной домостроительной системе для IV, IVB, IVB, IIIA климатических подрайонов с обычными инженерно-геологическими условиями» (ТП РК 9 УБС ЖД Т1-2.1-2012), Рисунки М.1 и М.2.

Конструктивная схема здания — рамно-связевой каркас.

Диафрагмы — монолитные железобетонные, толщиной 200 мм, из тяжелого бетона класса В25.

Колонны — сборные железобетонные, сечением 400×400 мм.

Ригели — сборно-монолитные: сборная железобетонная панель ригеля в форме лотка, с открытой верхней поверхностью.

Перекрытия и покрытие — сборные железобетонные, толщиной 220 мм.

Фундаменты — монолитные железобетонные, перекрестно-ленточные, сечением 1500×600 (h), 1200×600 (h) из тяжелого бетона класса В20.

Стены технического подполья и технического этажа — монолитные железобетонные, толщиной 200 мм из тяжелого бетона класса В25.

Лестницы — сборные железобетонные ступени с промежуточными железобетонными монолитными площадками по металлическим косоурам.

Стены наружные и внутренние — кирпичные из обыкновенного глиняного кирпича М75, толщиной 250 мм., на цементно-песчаном растворе М50.

Перегородки — кирпичные из обыкновенного глиняного кирпича М75, толщиной 125 мм., на цементно-песчаном растворе М50 и гипсокартонные, толщиной 100 мм.

Крыша — чердачная из деревянных конструкций.

Покрытие кровли — листы волнистые, асбестоцементные.

Расчет выполнен с использованием ВК «ЛИРА» на постоянные (собственный вес) и длительные временные нагрузки. Постоянная и длительная временная нагрузки приняты согласно СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 (Приложение А) с коэффициентами сочетания нагрузок и коэффициентами надежности по нагрузкам, равными единице.

Расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов приняты равными их нормативным значениям согласно СН РК EN 1992-1-1:2004 и НТП-02-01-2011.

Веса сборных железобетонных элементов приняты в соответствии с проектом.

М.2.2 Расчет исходного здания

Цель расчета - определение перемещений (исходного состояния) здания при действии постоянных и длительных нагрузок, принятых с коэффициентами сочетания, равными единице.

На Рисунке М.3 представлена расчетная схема исходного здания с указанием основных осей.

В рассматриваемой расчетной модели основание принято абсолютно жестким (по условиям задачи податливость основания не учитывается).

В документе расчета «Суммарные узловые нагрузки» приведены данные, характеризующие общую величину постоянных (1) и временных (2) нагрузок, действующих в направлении выбранных осей X, Y, Z.

На Рисунках М.4, М.5 и М.6 приведены результаты расчетов в виде мозаики перемещений по осям X, Y, Z (мм) от действующих нагрузок (т).

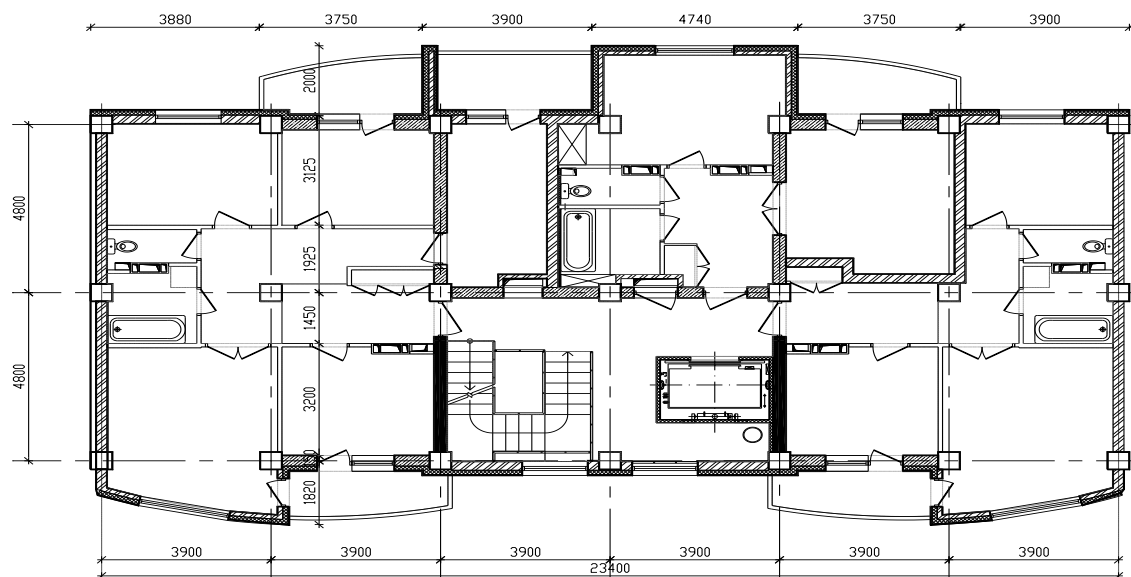


Рисунок М.1 План типового этажа

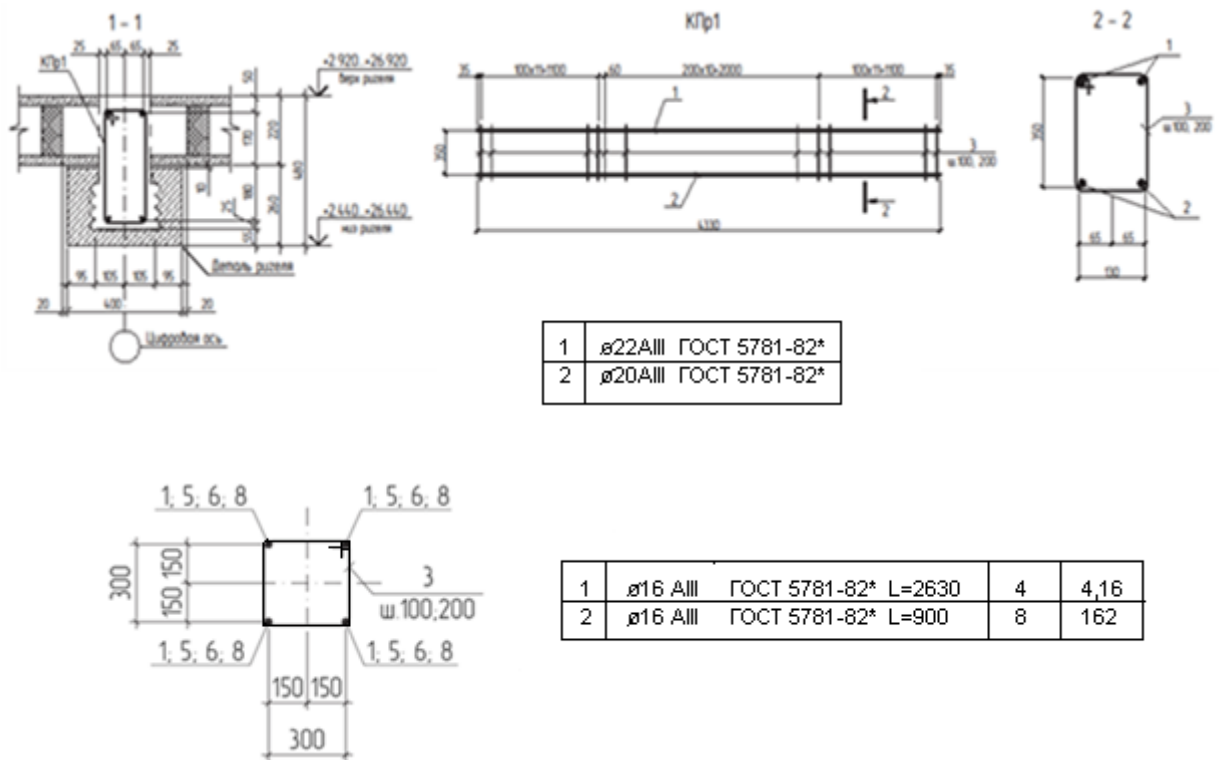


Рисунок М.2 Армирование ригелей и колонн по проекту

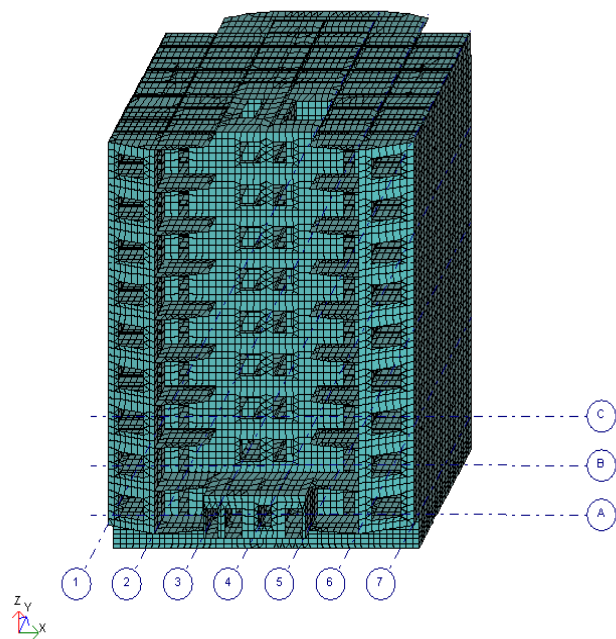


Рисунок М.3 Расчетная схема здания

Суммарные узловые нагрузки на основную систему

	X	Y	Z	UX	UY	UZ
1-	-1.776-5	-1.705-5	3.446+3	7.033-3	4.308-2	1.221-3
2-	0.0	0.0	1.080+2	9.817-3	6.272-3	0.0

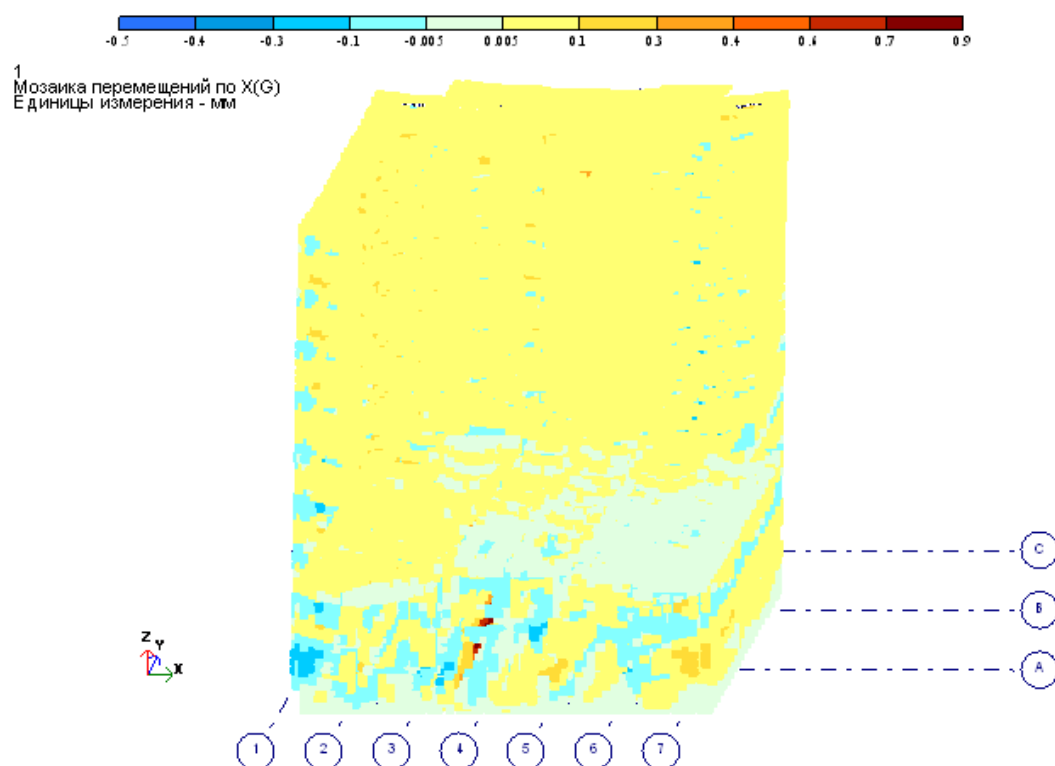


Рисунок М.4 – Перемещения по X

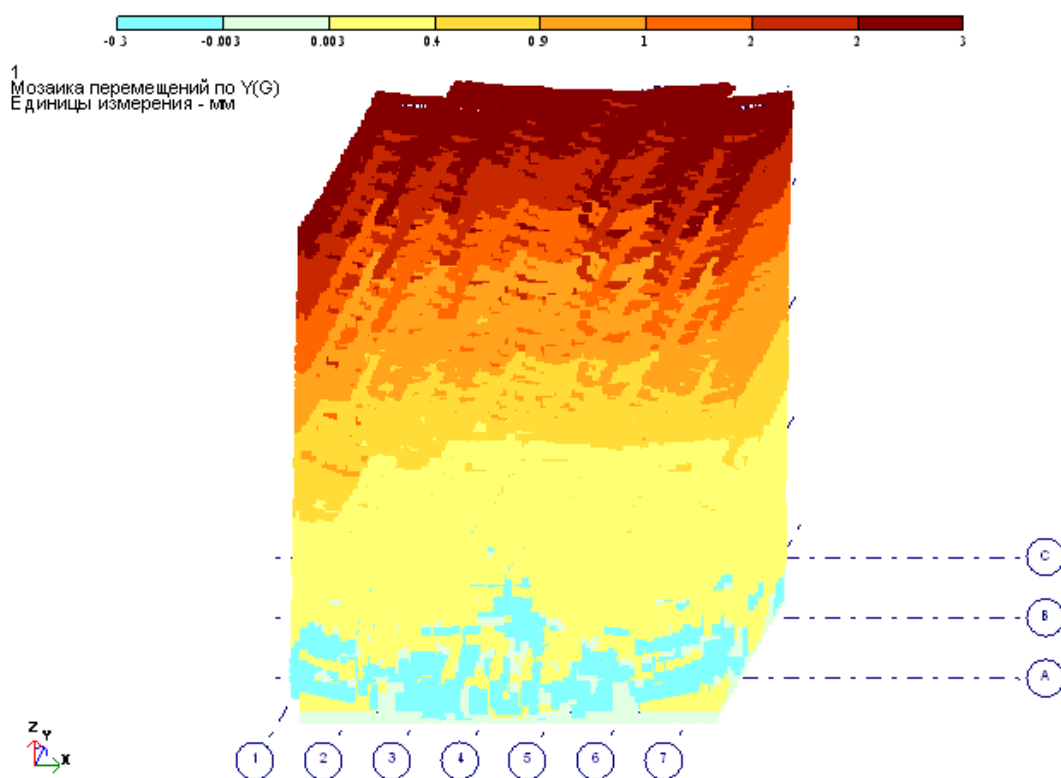


Рисунок М.5 – Перемещения по Y

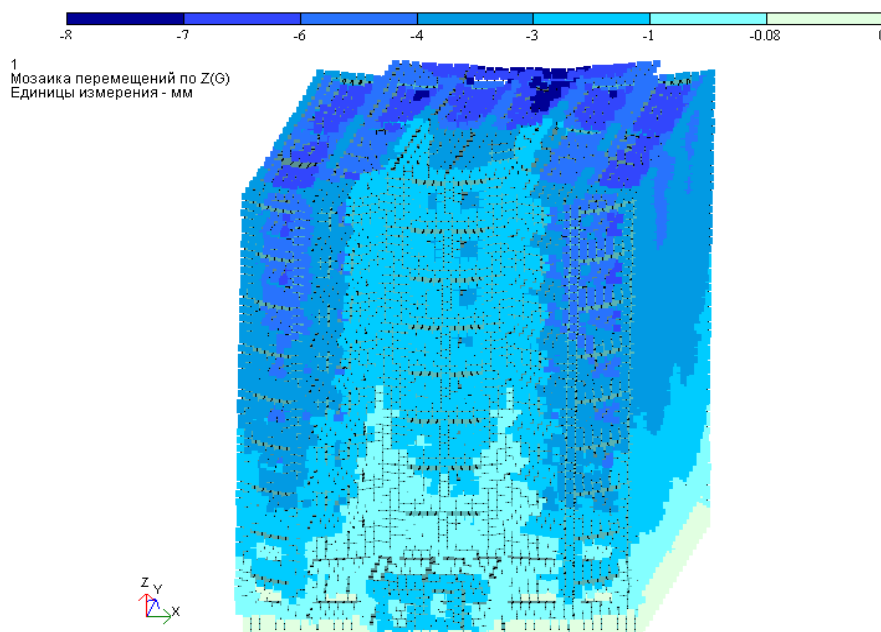


Рисунок М.6 – Перемещения по Z

По результатам расчета исходного здания получены перемещения конструктивной системы: по направлению оси X, $(-0,3) \dots +0,7$ мм;

- по направлению оси Y, $(-0,3) \dots +3,0$ мм (проявляется несимметричность относительно оси X);

- по направлению оси Z, $0 \dots (-7,0)$ мм.

М.2.3 Расчетные схемы локального разрушения

В качестве вариантов локального (гипотетического) разрушения блок-секции здания рассматриваются две (из многих возможных) схемы локального разрушения: разрушение угловой колонны, в уровне второго этажа (1-й случай), и разрушение промежуточной колонны, в уровне второго этажа (2-й случай), с примыкающими участками стен (суммарной длиной не более 4,8 м), см. Рисунок М.7.

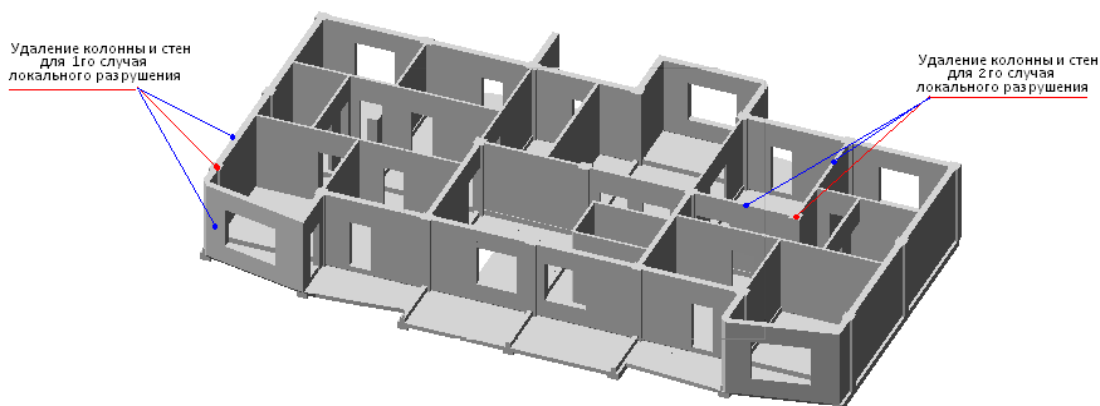


Рисунок М.7 – Схема 2-го этажа блок-секции

М.2.4 Расчет здания для 1-го случая локального разрушения

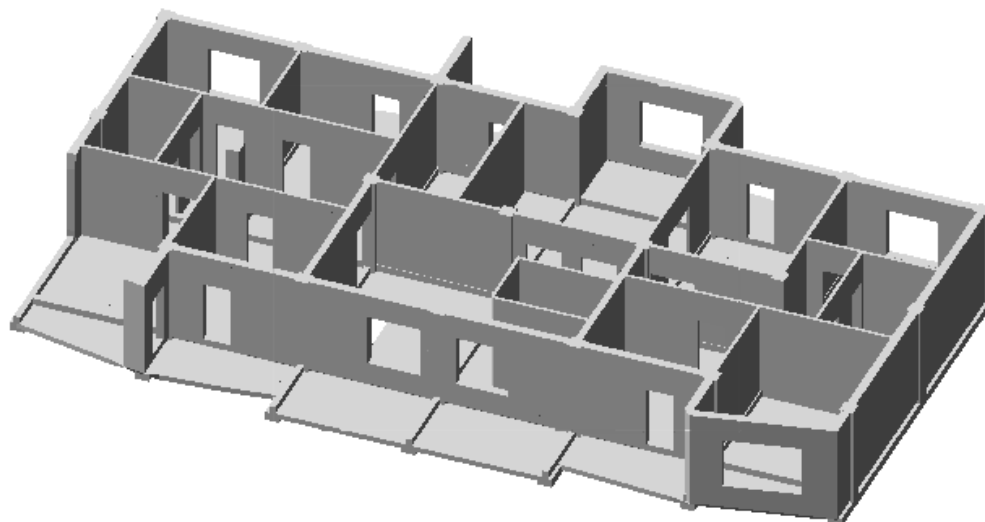


Рисунок М.8 – Схема 2-го этажа, локальное разрушение, случай 1

М.2.4.1 Этап 1

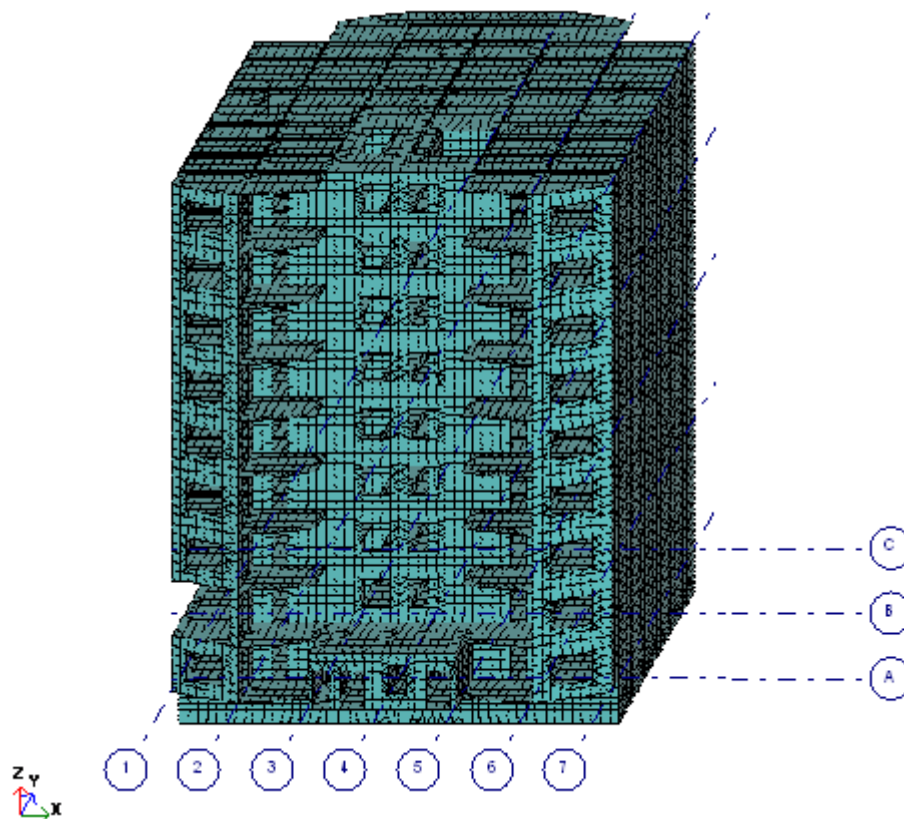


Рисунок М.9 – Расчетная схема здания для 1-го случая локального разрушения

Результаты расчета по этапу 1

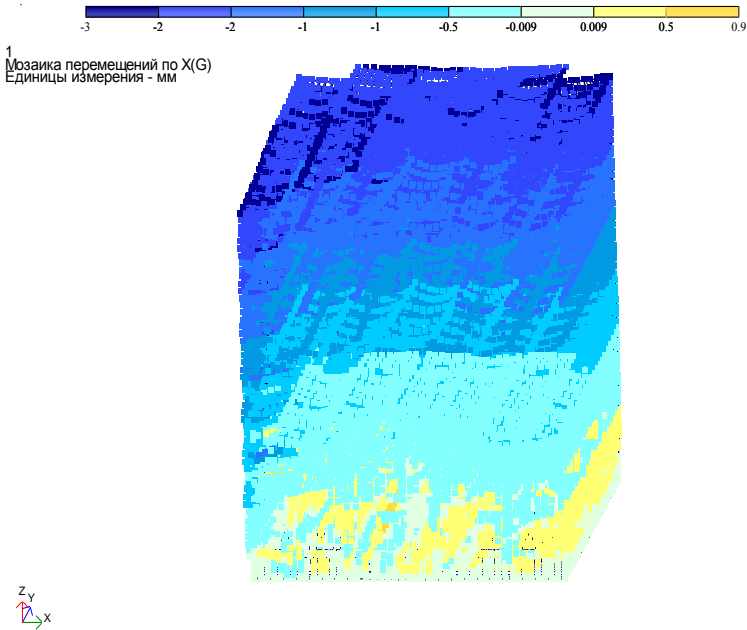


Рисунок М.10 Перемещения по X

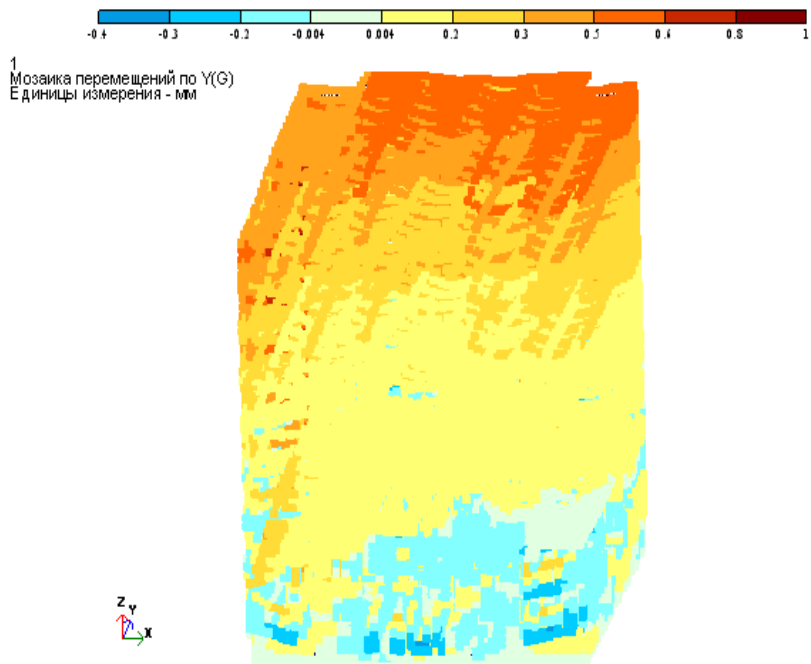


Рисунок М.11 – Перемещения по Y

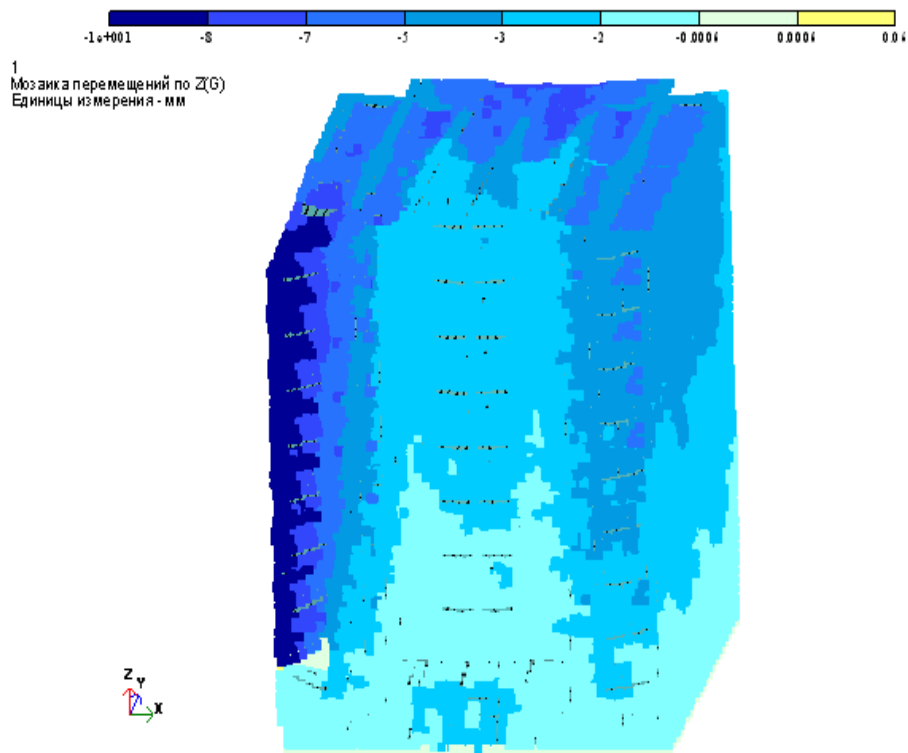
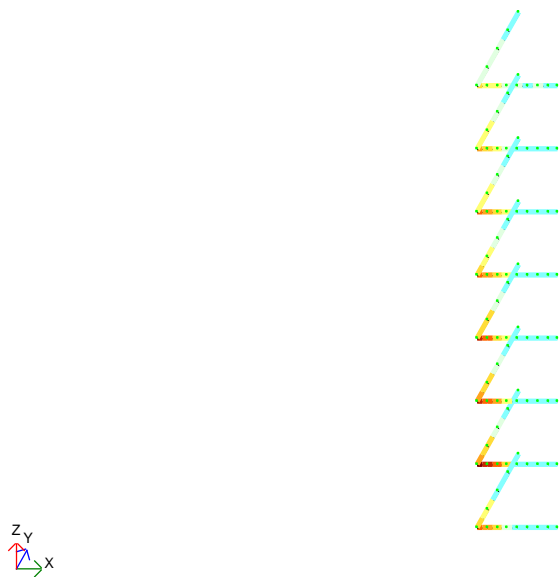


Рисунок М.12 – Перемещения по Z



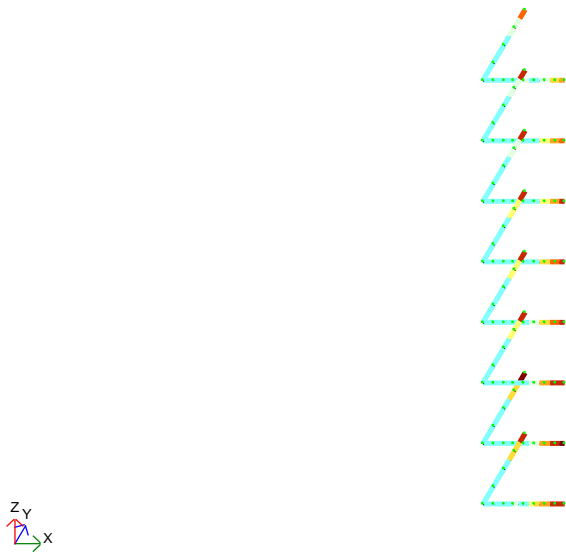
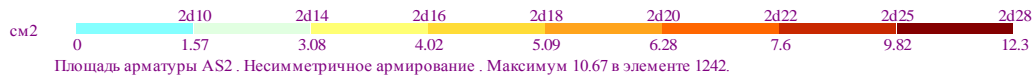


Рисунок М.13 – Расчетная площадь нижней (AS1) и верхней (AS2) арматуры

Таблица М.1 - Требуемое армирование ригелей

AS1

Э	С	продольная арматура						поперечная				ШИРИНА	
Л	Е	см2)						ASW1 (см2)				РАСКРЫТИЯ	
М	Е											ТРЕЩИН	
Е	Н	У граней сечения						ПРИ ШАГЕ (см)м					
Н	И												
Т	Е	AU1	4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	15	20	30	КРАТ	ДЛИТ
О РСУ ОСНОВНАЯ СХЕМА													
СТЕРЖЕНЬ													
ТАВР ПОЛ.0 Н= 48.0 В1= 40.0 Н1= 26.0 (см)													
БЕТОН: В: ПРОДОЛЬНАЯ А-III ; ПОПЕРЕЧНАЯ А-I													
1235	1 Н	9.88	0.02	0.02	0.02	0.69	0.25	0.34	0.50	36	0.30	0.30	
		7.87	0.02	0.02	0.02	0.55							
	2 Н	8.19				0.57	0.26	0.34	0.52	36	0.30	0.30	
		5.96				0.41							
1236	1 Н	8.26				0.57	0.32	0.42	0.63	51	0.30	0.30	
		5.96				0.41							
	2 Н	6.45	0.01	0.01	0.01	0.45	0.32	0.43	0.64	51	0.30	0.30	
		4.29	0.01	0.01	0.01	0.30							
15272	1 Н	8.40				0.59	0.26	0.35	0.52	43	0.30	0.30	
		6.17				0.43							
	2 Н	6.96				0.49	0.27	0.36	0.53	43	0.30	0.30	
		4.74				0.33							
15273	1 Н	7.61				0.53	0.28	0.37	0.56	49	0.30	0.30	
		5.46				0.38							

	2 H	6.32 4.31					0.44 0.30	0.28	0.38	0.5649	0.30	0.30
15274	1 H	6.96 4.81					0.49 0.34	0.29	0.39	0.5854	0.30	0.30
	2 H	5.82 4.02					0.41 0.28	0.29	0.39	0.5954	0.30	0.30
15275	1 H	6.46 4.38					0.45 0.31	0.30	0.40	0.6057	0.30	0.30
	2 H	5.46 3.52					0.38 0.25	0.30	0.40	0.6157	0.30	0.30
15278	1 H	6.96 4.81					0.49 0.34	0.31	0.41	0.6153	0.30	0.30
	2 H	5.38 3.52					0.38 0.25	0.31	0.42	0.6253	0.30	0.30
15279	1 H	6.39 4.31					0.45 0.30	0.31	0.42	0.6257	0.30	0.30
	2 H	5.03 3.23					0.35 0.23	0.32	0.42	0.6357	0.30	0.30
40582	1 H	7.18 5.60	0.97 0.97	0.97 0.97	0.97 0.97	0.70 0.59	0.13 0.14	0.18	0.2621	0.30	0.30	
	2 H	5.73 4.59	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.40 0.32	0.14	0.18	0.2821	0.30	0.30	

AS2

Э	С						ПОПЕРЕЧНА				ШИРИНА	
Л	Е	НАЯ АРМАТУРА					РАСКРЫТИЯ				РАСКРЫТИЯ	
Е	Ч	см2)					ASW1 (см2)				ТРЕЩИН	
М	Е										(мм)	
Е	Н	У граней сечения					ПРИ ШАГЕ (см)м					
Н	И											
Т	Е	AU1 4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	15	20	30	КРАТ	ДЛИТ
О РСУ ОСНОВНАЯ СХЕМА												
СТЕРЖЕНЬ												
ТАВР ПОЛ.0 Н= 48.0 В1= 30.0 Н1= 26.0 (см)												
БЕТОН: В: ПРОДОЛЬНАЯ А-III; ПОПЕРЕЧНАЯ А-I												
12632	1 Н	4.35						0.37	0.28	0.37	0.5626	0.30 0.30
		2.35						0.20				
	2 Н	10.05						0.86	0.29	0.39	0.5926	0.30 0.30
		8.35						0.71				
32402	1 Н	3.82						0.33	0.27	0.36	0.5426	0.30 0.30
		2.00						0.17				
	2 Н	9.70						0.83	0.29	0.38	0.5826	0.30 0.30
32403	1 Н	3.53						0.30	0.24	0.32	0.4822	0.29 0.29
		1.76						0.15				
	2 Н	9.35						0.80	0.25	0.34	0.5122	0.30 0.30
32404	1 Н	3.23						0.28	0.22	0.29	0.4319	0.30 0.30
		1.65						0.14				
	2 Н	9.06						0.77	0.23	0.31	0.4619	0.30 0.30
		6.82						0.58				
32405	1 Н	3.06						0.26	0.20	0.27	0.4017	0.30 0.30
		1.53						0.13				

	2 Н	8.88	0.76 0.21 0.28 0.4317 0.30 0.30
		6.59	0.56
32406	1 Н	2.94	0.25 0.18 0.24 0.3614 0.30 0.30
		1.47	0.13
	2 Н	8.70	0.74 0.20 0.26 0.3914 0.30 0.30
32407	1 Н	2.41	0.21 0.20 0.27 0.4026 0.29 0.29
		1.12	0.10
	2 Н	7.58	0.65 0.21 0.28 0.4226 0.30 0.30
41435	1 Н	4.29	0.37 0.43 0.57 0.8567 0.30 0.30
		2.76	0.24
	2 Н	8.47	0.72 0.44 0.59 0.8867 0.30 0.30
		7.41	0.63

Усилия в колоннах (армирование)

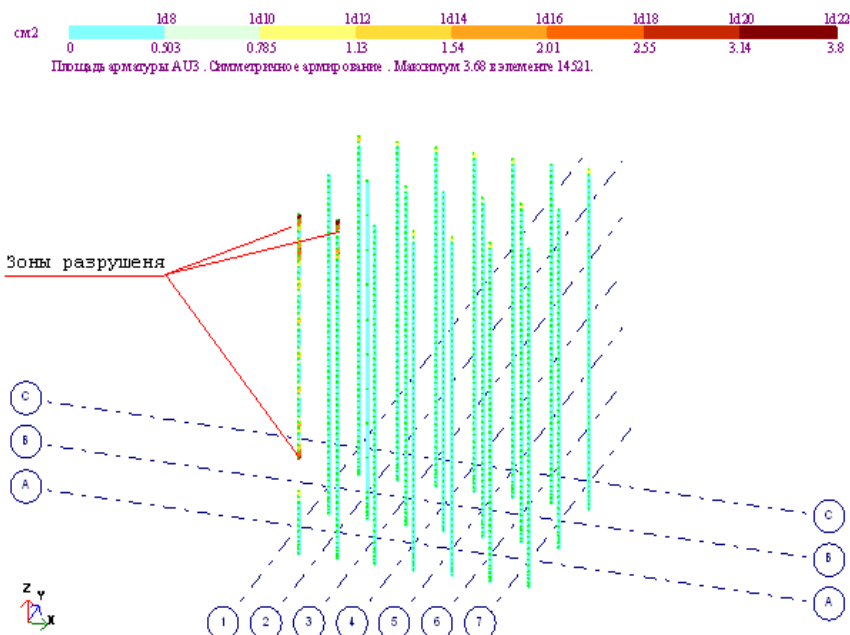


Рисунок М.14 – Армирование колонн

Таблица М.2 - Требуемое армирование колонн

Э	С	ПРОДОЛЬНАЯ АРМАТУРА						ПОПЕРЕЧНАЯ АРМАТУРА						ШИРИНА
Л	Е	(см2)						ASW1 (см2)		ASW2 (см2)		РАСКРЫТИЯ		ТРЕЩИН
Е	Ч													(мм)
М	Е													
Е	Н	Угловая						ПРИ ШАГЕ (см)		ПРИ ШАГЕ (см)				
Н	И													
Т	Е	AU1	AU2	AU3	AU4	A	%	15	20	30	15	20	30	КРАТ ДЛИТ
РАСЧЕТ ПО РСУ														
ПРЯМОУГОЛЬНИК В (см)														
БЕТОН: В25; АРМАТУРА: ПОПЕРЕЧНАЯ А-I														

1098	1	C	2.88	2.88	2.88	2.88	0.72	0.04	0.06	0.09	0.03	0.04	0.07	0.29	0.29
			2.32	2.32	2.32	2.32	0.58								
	2	C	2.24	2.24	2.24	2.24	0.56	0.04	0.06	0.09	0.03	0.04	0.07	0.29	0.29
			1.68	1.68	1.68	1.68	0.42								
14455	1	C	2.96	2.96	2.96	2.96	0.74	0.01	0.01	0.01	0.04	0.05	0.07	0.29	0.29
			2.24	2.24	2.24	2.24	0.56								
	2	C	1.92	1.92	1.92	1.92	0.48	0.01	0.01	0.01	0.04	0.05	0.07	0.30	0.30
			1.36	1.36	1.36	1.36	0.34								
14485	1	C	2.48	2.48	2.48	2.48	0.62	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.08	0.30	0.30
			1.84	1.84	1.84	1.84	0.46								
	2	C	3.52	3.52	3.52	3.52	0.88	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.08	0.29	0.29
			2.72	2.72	2.72	2.72	0.68								
14491	1	C	3.12	3.12	3.12	3.12	0.78	0.01	0.01	0.01	0.08	0.11	0.16	0.30	0.30
			2.32	2.32	2.32	2.32	0.58								
	2	C	1.68	1.68	1.68	1.68	0.42	0.01	0.01	0.01	0.08	0.11	0.16	0.29	0.29
			1.04	1.04	1.04	1.04	0.26								
14521	1	C	2.32	2.32	2.32	2.32	0.58	0.00	0.01	0.01	0.07	0.10	0.14	0.29	0.29
			1.52	1.52	1.52	1.52	0.38								
	2	C	3.68	3.68	3.68	3.68	0.92	0.00	0.01	0.01	0.07	0.10	0.14	0.29	0.29
			2.80	2.80	2.80	2.80	0.70								

По результатам расчета на этапе 1:

Перемещения

- по направлению оси X: +0,5 -3,0 мм (наклон здания в сторону разрушенной конструкции),
- по направлению оси Y: 0,2 0,6 мм,
- по направлению оси Z: 0,0 2,0 ÷ 5,0 мм (вне зоны разрушения) и в створе разрушенной колонны - более 10 мм.

Требуемое армирование ригелей (Таблица М.1 и Рисунок М.13) в зоне разрушения превышает проектное армирование: AS1 \square 6,28 см² (2Ø20АIII) и AS2 –7,60 см² (2Ø22АIII) .

Требуемое армирование колонн, расположенных выше в створе разрушения приведено в Таблице М.2 и на Рисунке М.14.

Главные растягивающие напряжения в кирпичной кладке приведены на Рисунках М.15а и М.15б.

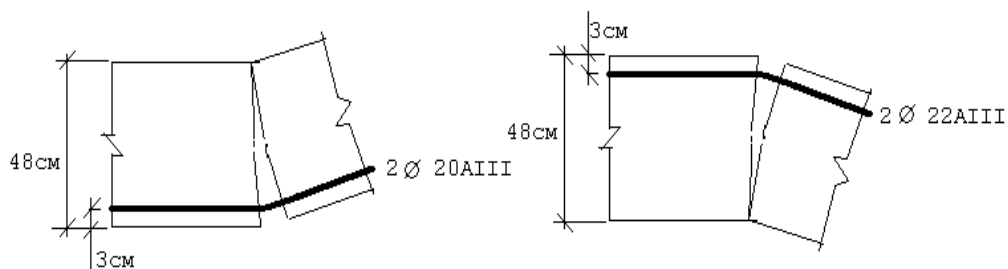
ПРИМЕЧАНИЕ Расчетное сопротивление кирпичной кладки при осевом растяжении, для кирпича марки М75 на растворе М50 составляет 1,3 кгс/см² (СНиП II-22-81, Таблица 11).

М.2.4.2 Этап 2 расчета

Для этапа 2 расчета:

1. В сечениях ригеля с требуемой расчетной площадью арматуры AS2, превышающей проектное армирование 7,60 см² (2Ø22АIII), и AS1, превышающей проектное армирование 6,28 см² (2Ø20АIII)), вводятся пластические шарниры. Жесткость

шарнира численно равна моменту, воспринимаемому растянутой арматурой в сечении ригеля:



$$M = 7,60 \cdot 4000 \cdot 45 = 1368000 \text{ кгм} = 13,68 \text{ тм.}$$

$$M = 6,28 \cdot 4000 \cdot 45 = 1130400 \text{ кгм} = 11,3 \text{ тм.}$$

2. Колонны, отмеченные на Рисунке М.14, исключаются из расчетной схемы.

3. Участки кирпичной кладки, растягивающие напряжения в которых превышают расчетные значения (Рисунок М.15), исключаются из расчетной схемы.

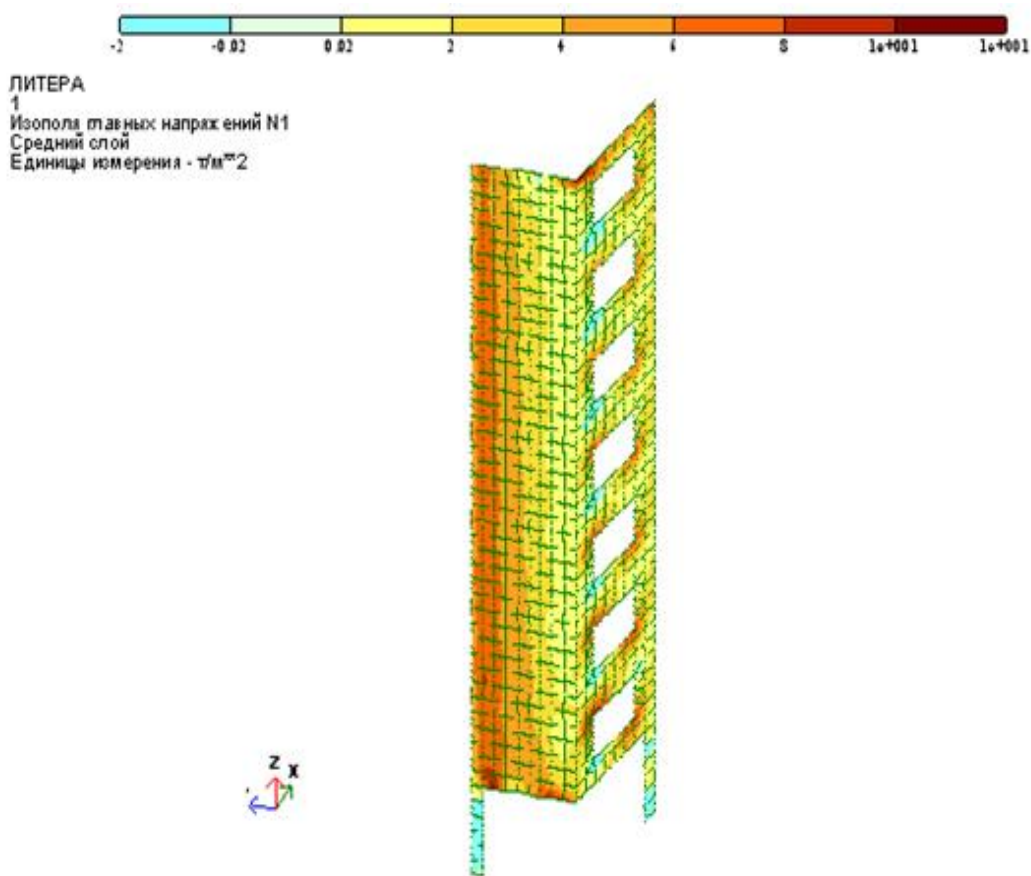


Рисунок М.15а – Главные растягивающие напряжения в кирпичной кладке

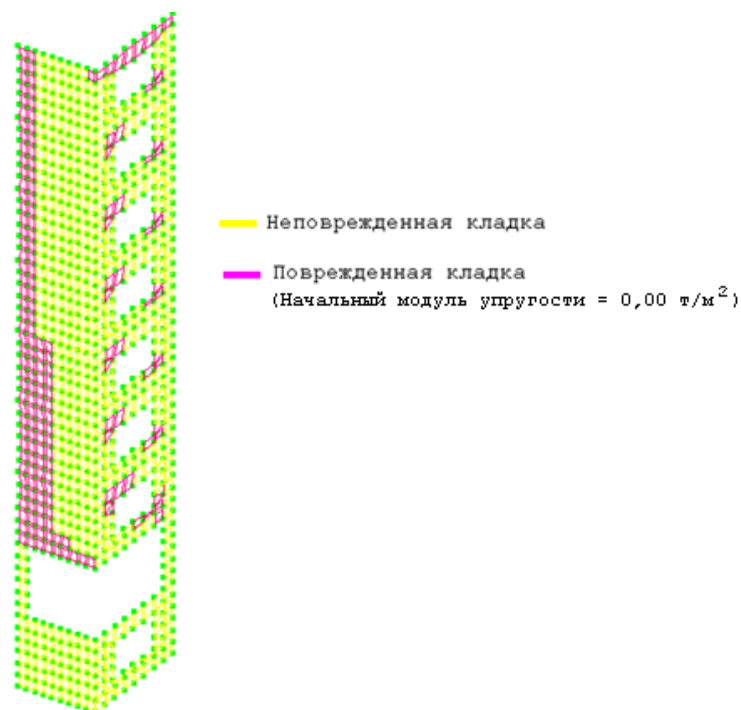


Рисунок М.156 – Схема корректировки кладки

Результаты расчета по этапу 2

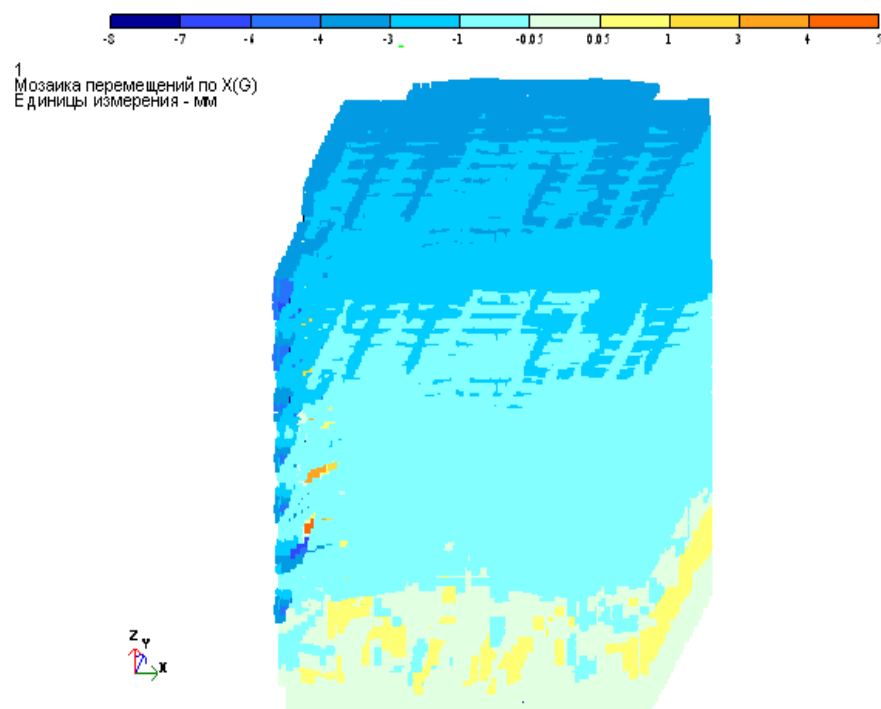


Рисунок М.16 – Перемещения по X

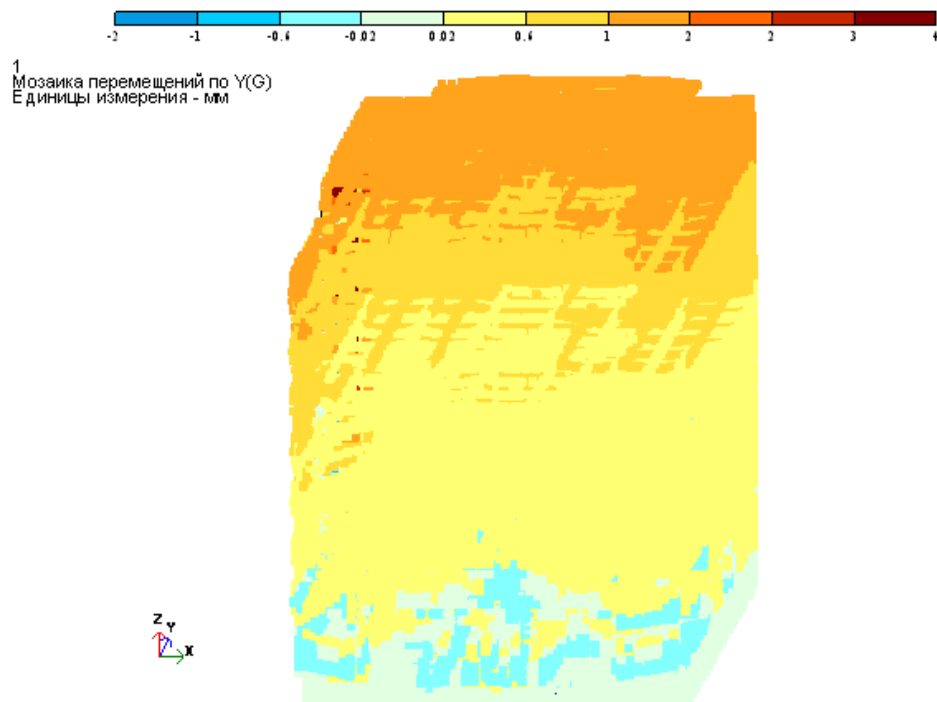


Рисунок М.17 – Перемещения по Y

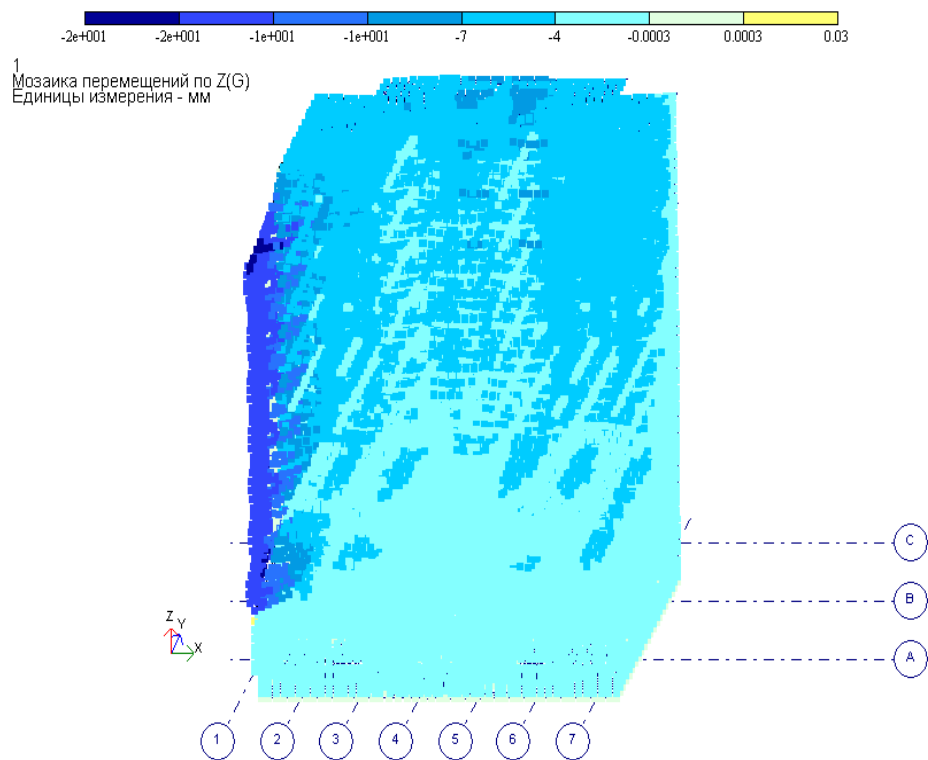


Рисунок М.18 – Перемещения по Z

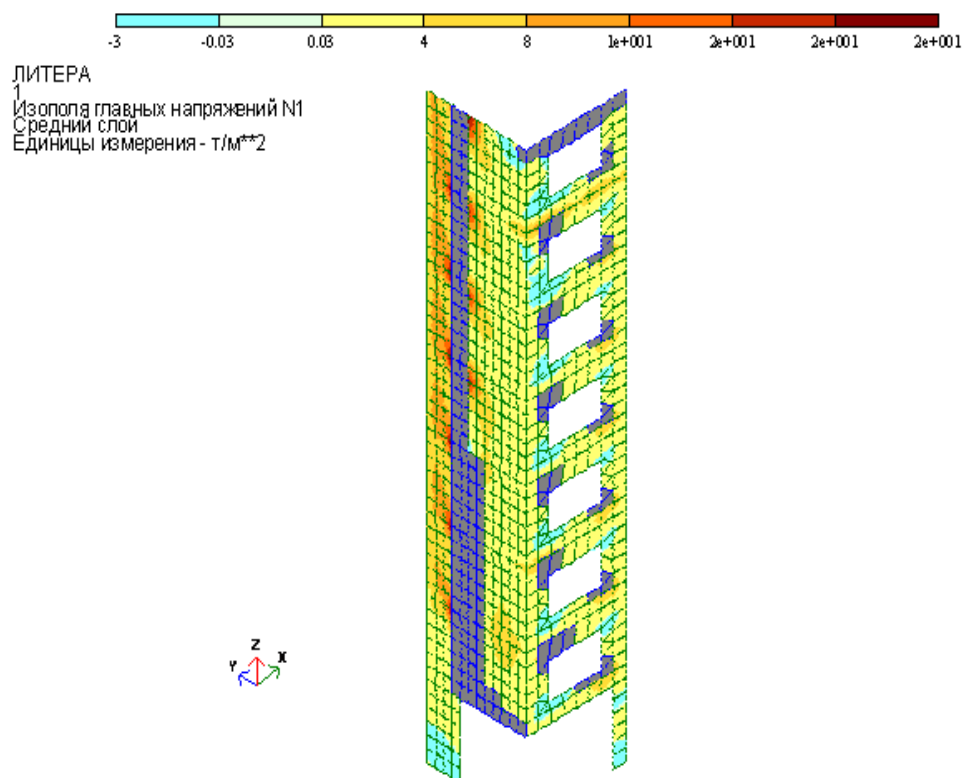
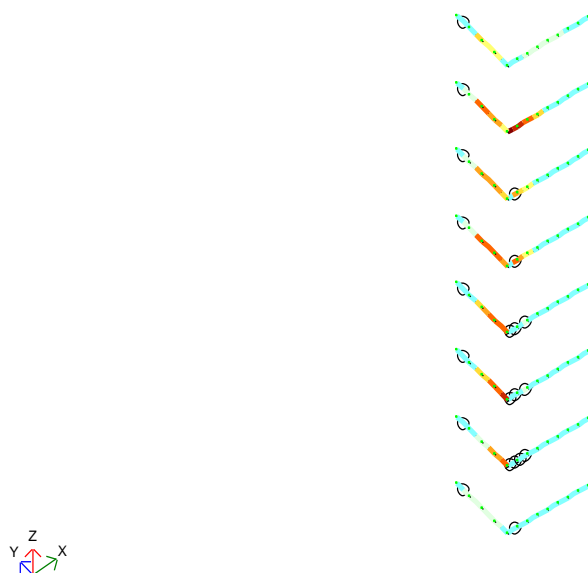


Рисунок М.19 – Главные растягивающие напряжения в кладке



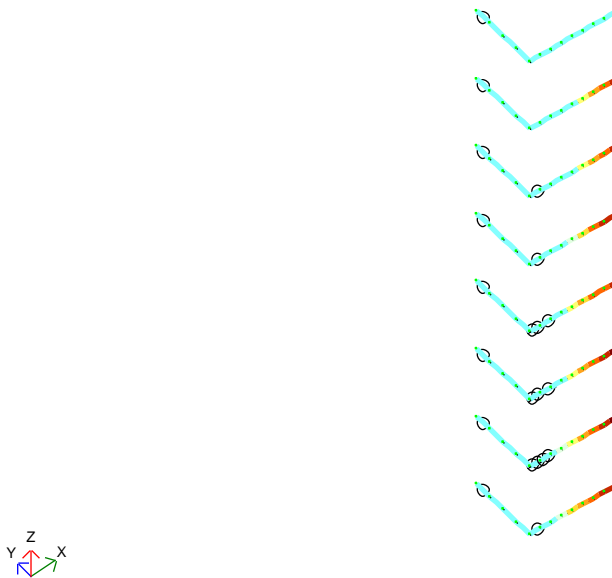
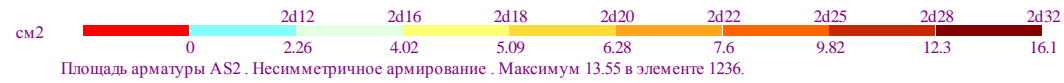


Рисунок М.20 – Расчетная площадь нижней (AS1) и верхней (AS2) арматуры

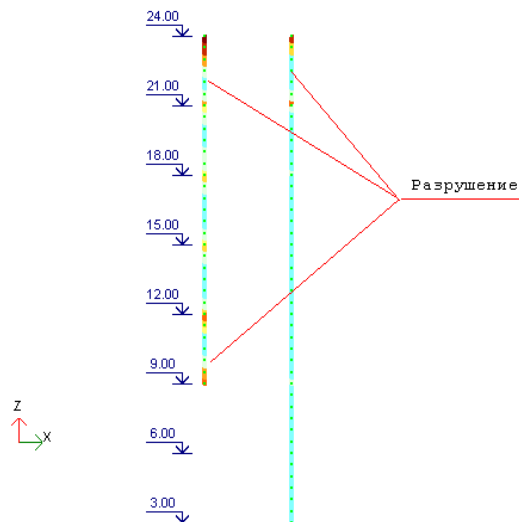


Рисунок М.21 – Армирование колонн

По результатам расчета на этапе 2:**Перемещения**

- по направлению оси X: +1,0 ... +4,0 мм; -0,0...-7,0 мм (наклон угловой части здания в сторону разрушенной конструкции),
- по направлению оси Y: 0,0 +2,0 мм,
- по направлению оси Z: 0,0 4,0 ÷ 7,0 мм (вне зоны разрушения) и в створе разрушенной колонны - 20 мм.

Увеличение зоны повреждений кирпичной кладки (Рисунок М.19).

Увеличение требуемого армирования ригелей в зоне разрушения (Рисунок М.20).

Увеличение требуемого армирования колонн, расположенных в створе разрушения (Рисунок М.21).

М.2.4.3 Этап 3 расчета

На этапе 3 расчета в расчетную схему внесены изменения в соответствии с рисунками М.19÷М.21:

1. В опорных сечениях ригелей введены дополнительные пластические шарниры;
2. В кирпичной кладке учтены дополнительные поврежденные участки;
3. Из расчета исключены поврежденные участки колонн.

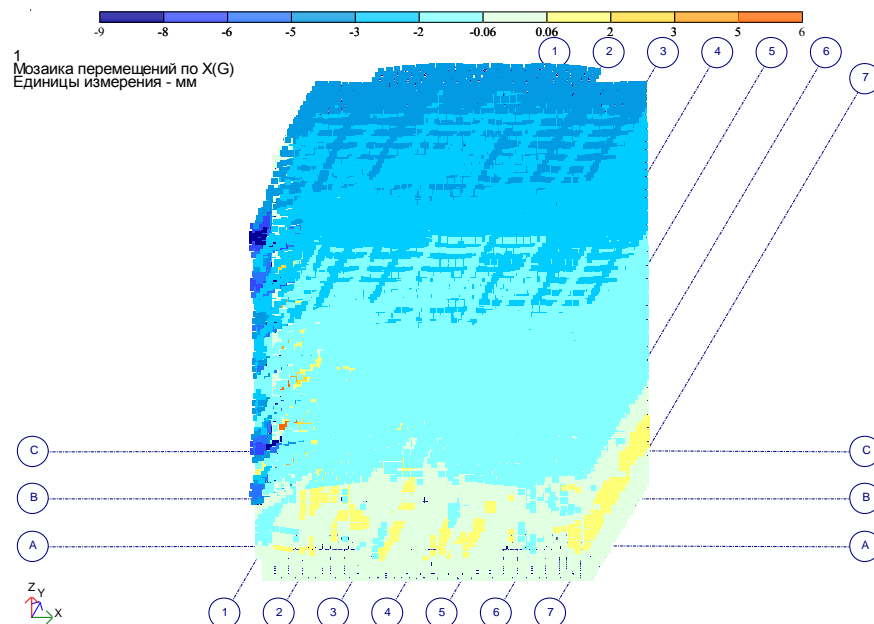
Результаты расчета по этапу 3

Рисунок М.22 – Перемещения по X

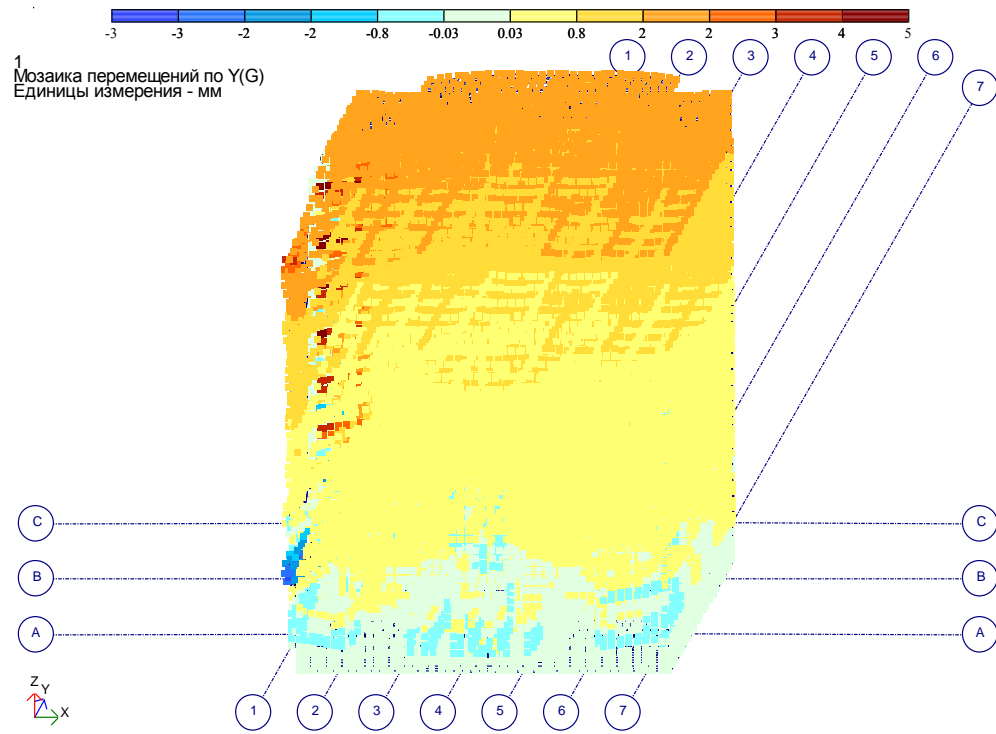


Рисунок М.23 – Перемещения по Y

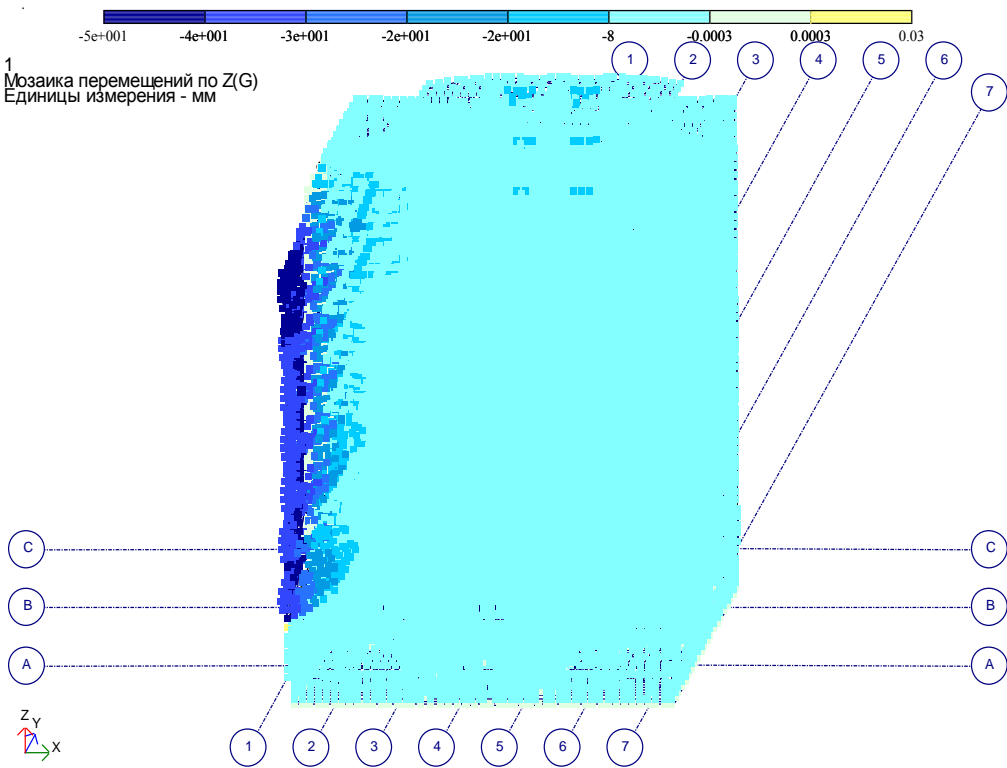


Рисунок М.24 – Перемещения по Z

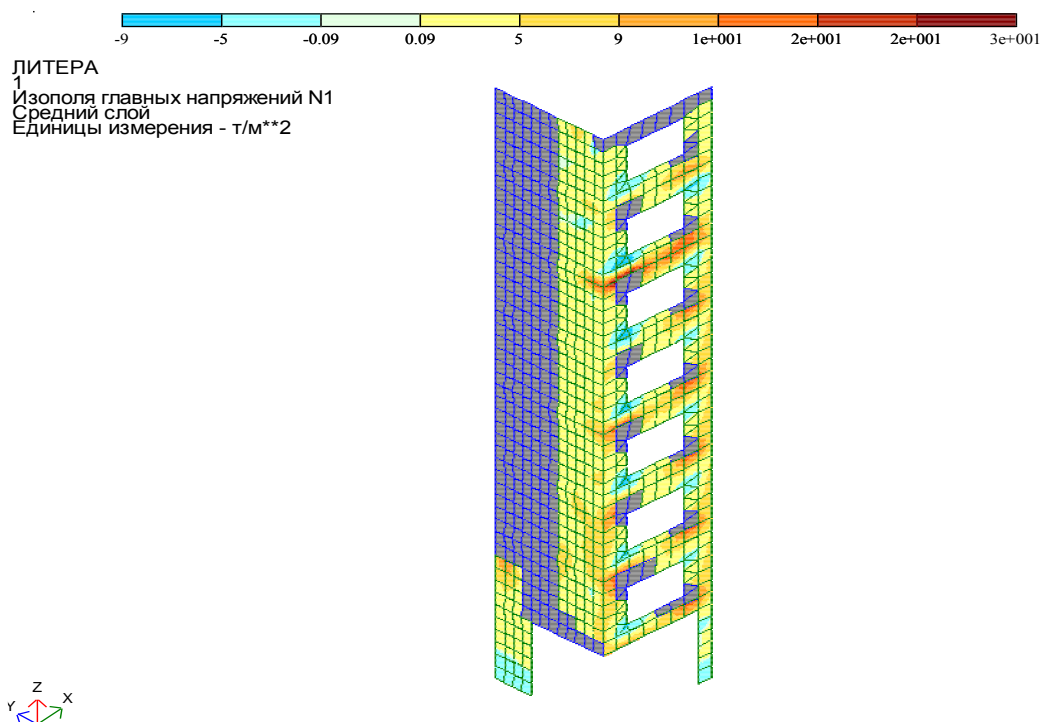
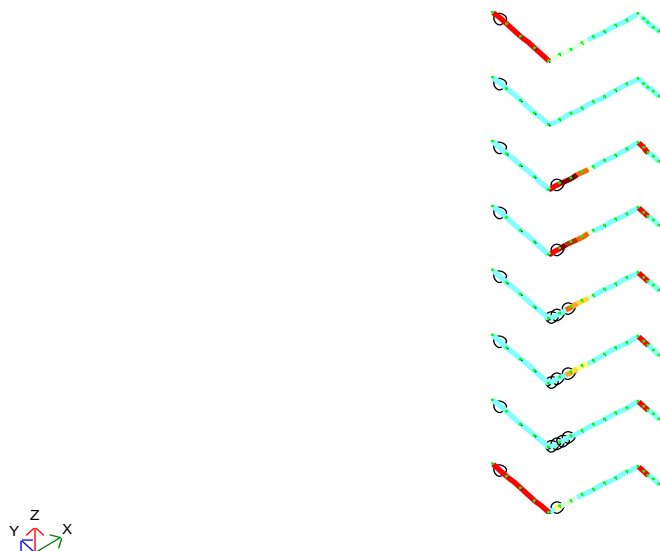
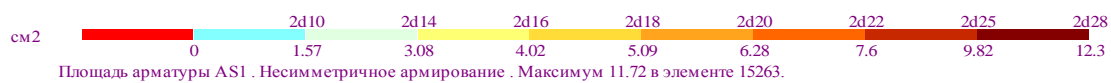


Рисунок М.25 – Главные растягивающие напряжения в кладке



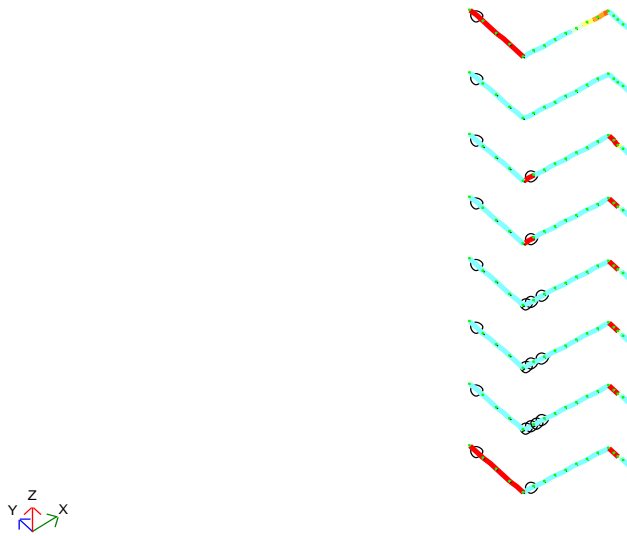
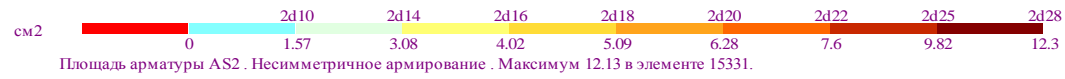


Рисунок М.26 – Расчетная площадь нижней (AS1) и верхней (AS2) арматуры

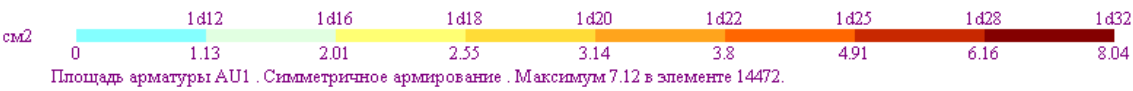


Рисунок М.27 – Армирование колонн

Результаты расчета на этапе 3:**Перемещения**

- по направлению оси X: +3,0 ... -8,0 мм (наклон здания в сторону разрушенной конструкции),

- по направлению оси Y: +2,0.. – 2,0 мм,

- по направлению оси Z: в створе разрушенной колонны, -50,0 мм.

Требуемое армирование ригелей (Рисунок М.26) в зоне разрушения превышает проектное армирование: AS2 – 7,60 см² (2Ø22АIII) и AS1 □ 6,28 см² (2Ø20АIII).

Требуемое армирование колонн, расположенных выше в створе разрушения приведено на Рисунке М.27.

Главные растягивающие напряжения в кирпичной кладке приведены на Рисунке М.25.

ПРИМЕЧАНИЕ Расчетное сопротивление кирпичной кладки при осевом растяжении, для кирпича марки М75 на растворе М50 составляет 1,3 кгс/см² (СНиП II-22-81, Таблица 11).

Оценка расчетного состояния

По результатам расчета блок-секции на этапе 3 суммарные повреждения конструктивных элементов можно рассматривать как признак разрушения здания:

- вертикальное перемещение (прогиб) консоли ригеля по оси 1/А-В, протяженностью L= 4,8 м, составляет 50 мм, что соответствует принятому критерию предельного состояния, $\Delta = \frac{1}{100} L$.

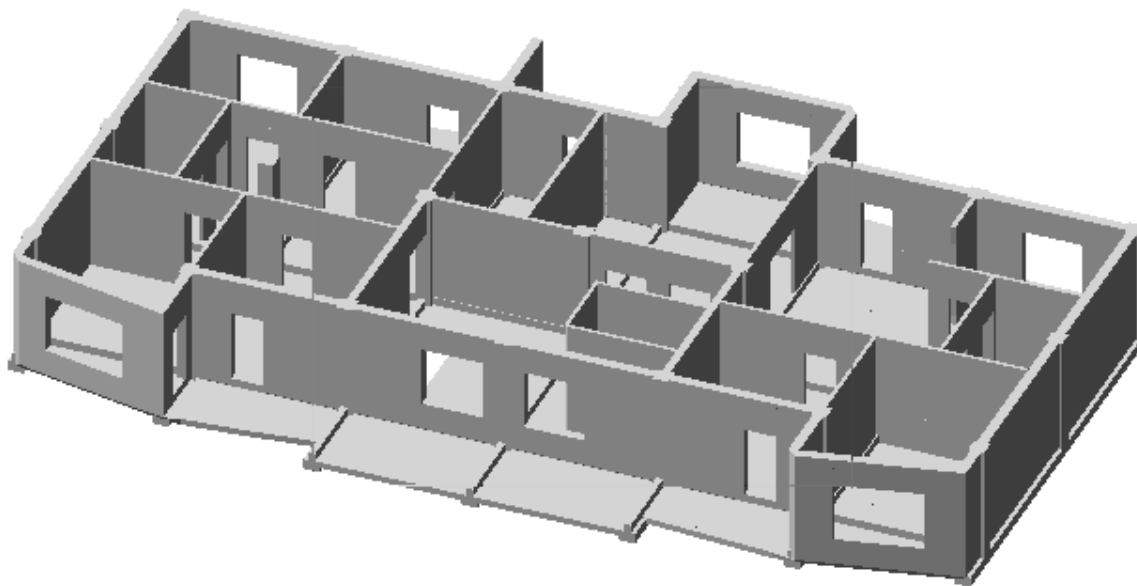
М.2.5 Расчет здания для 2-го случая локального разрушения

Рисунок М.28 – Схема 2-го этажа, случай 2 локального разрушения

Сценарий и алгоритм расчета по случаю 2 локального разрушения (этапы 1-4), в принципе, повторяют решения по случаю 1. Различие заключается в дополнительном этапе расчета для достижения предельного состояния ригеля продольного направления, по оси В/5-6, протяженностью 3,8 м, в котором перемещения по оси Z достигают критического значения 40,0 мм ($\Delta = \frac{1}{100}L$) на этапе 4.

Суммарные повреждения конструкций на этапе 4 можно рассматривать как признак разрушения здания, так как их учет при последующем расчете приводит к недопустимым деформациям (Рисунок М.29) и к дальнейшим новым значительным повреждениям несущих конструкций.

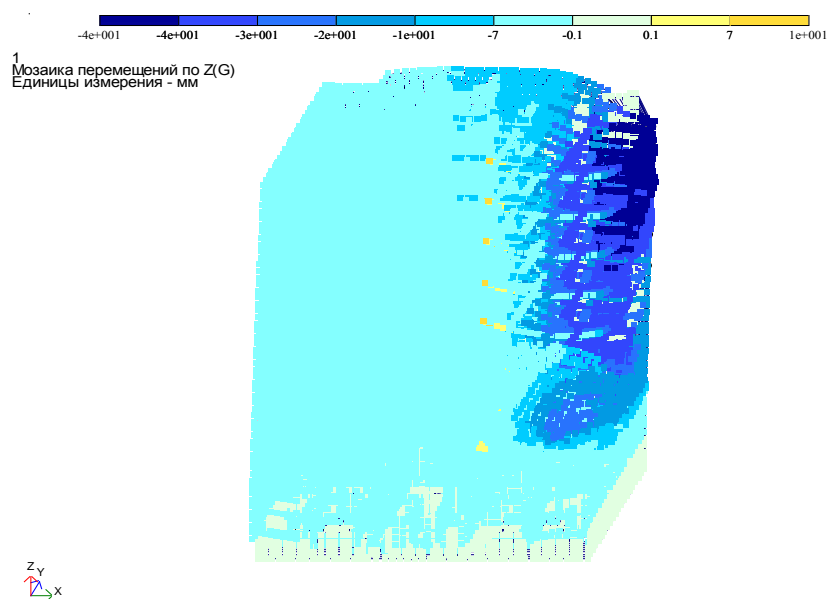


Рисунок М.29 – Перемещения по Z

М.2.6 Анализ результатов расчета

Анализ результатов расчета блок-секции здания по типовому проекту «Унифицированная девятиэтажная блок-секция жилого дома ТИП 1 в индустриальной домостроительной системе» показывает, что цепное разрушение несущих конструкций здания после появления локального разрушения начинается с образования пластических шарниров в опорных сечениях ригелей и развития трещин в кирпичной кладке. Затем начинается перераспределение усилий между несущими конструктивными элементами, при котором происходит значительная перегрузка колонн в створе обрушенной конструкции и выключение их из расчетной схемы.

Следствием разрушения колонн является дальнейшее прогрессирующее разрушение здания.

В качестве конструктивных мероприятий по защите здания от прогрессирующего обрушения, в результате проявления гипотетического локального разрушения, следует выполнить:

- усиление опорных зон ригелей, с обеспечением эквивалентного армирования опорного сечения $4\emptyset 28\text{АIII}$, при фактическом армировании $\text{AS1} \square 6,28\text{см}^2$ ($2\emptyset 20\text{АIII}$) и $\text{AS2} - 7,60\text{ см}^2$ ($2\emptyset 22\text{АIII}$);
- усиление колонн, с обеспечением армирования, эквивалентного $4\emptyset 22\text{АIII}$ (при фактическом армировании $4\emptyset 16\text{АIII}$);
- армирование кирпичной кладки, обеспечивающее расчетное сопротивление кирпичной кладки по главным растягивающим напряжениям не менее $2,5\text{ кг/см}^2$.

БИБЛИОГРАФИЯ

К разделу 5

СНиП 2.09.03-85 «Сооружения промышленных предприятий»

ГОСТ 12.1.041-83 Пожаровзрывобезопасность горючих пылей.

ГОСТ 12.1.044-89* Пожаровзрывоопасность веществ и материалов. Номенклатура показателей и методы их определения.

СП 12.13130.2009 Свод правил «Определение категорий помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности». 2009 г.

НПБ 105-03. Определение категорий помещений и зданий по взрывопожарной и пожарной опасности. 2003

ПБ 14-159-97. Правила взрывобезопасности для опасных производственных объектов по хранению и переработке зерна.

Пособие по обследованию и проектированию зданий и сооружений, подверженных воздействию взрывных нагрузок. Москва, 2000 г.

Правила взрывобезопасности топливopодачи для приготовления и сжигания пылевидного топлива Республики Казахстан.

Требования промышленной безопасности при взрывных работах. Утверждены приказом Министра по чрезвычайным ситуациям Республики Казахстан 19 сентября 2007 года №141.

Бейкер У., Кокс П., Уэстайн П., Кулеш Дж., Стрелов Р. Взрывные явления. Оценка и последствия: в 2-х кн., 1986.

Расторгуев Б.С., Плотников А.И., Хуснутдинов Д.З. «Проектирование зданий и сооружений при аварийных взрывных воздействиях», 2007 г.

Комаров А.А. Прогнозирование нагрузок от аварийных дефлаграционных взрывов и оценка последствий их воздействия на здания и сооружения. Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук. М. МГСУ. 2001. -460с.

EN 1127, Explosive atmospheres – Explosion prevention and protection

Part 1: Basic concepts and methodology;

Part 2: Basic concepts and methodology for mining.

EN 12874, Flame arresters – Performance requirements, test methods and limits for use.

EN 13463, Non-electrical equipment for use in potentially explosive atmospheres – Parts from 1 to 8.

EN 13673, Determination of the maximum explosion pressure and the maximum rate of pressure rise of gases and vapours

Part 1: Determination of the maximum explosion pressure

Part 2: Determination of the maximum rate of explosion pressure rise

EN 60079, Electrical apparatus for explosive gas atmospheres – Parts from 0 to 31.

EN 61241, Electrical apparatus for use in the presence of combustible dust – Parts from 0 to 18.

EN 14986, Design of fans working in potentially explosive atmospheres.

EN 14034, Determination of explosion characteristics of dust clouds

Part 1: Determination of the maximum explosion pressure p_{max} of dust clouds;

Part 2: Determination of the maximum rate of explosion pressure rise (dp/dt)_{max} of dust clouds;

Part 3: Determination of the lower explosion limit LEL of dust clouds;

Part 4: Determination of the limiting oxygen concentration LOC of dust clouds.

EN 14373, Explosion suppression systems.

EN 14460, Explosion resistant equipment.

EN 14491, Dust explosion venting protective systems.

EN 14797, Explosion venting devices.

EN 14994, Gas explosion venting protective systems.

EN 15089, Explosion isolation systems.

EN 26184-1, Explosion protection systems. Method for determination of explosion indices of combustible dusts in air.

NFPA 5000, Building Construction and Safety Code, 2009 Edition.

NFPA 68, Standard on Explosion Protection by Deflagration Venting, 2007 Edition.

Rolf K. Eckhoff. Dust Explosions in the Process Industries. Third Edition. 2003.

Rolf K. Eckhoff. Explosion Hazards in the Process Industries. 2005.

T. Nasr, J. Friedrich, J. Eibl. A silo structure to resist internal dust explosions. 2003.

К приложениям Ж, И, К, Л (общие ссылки)

1. Report of the Inquiry into the Collapse of Flats at Ronan Point, Caning Town; MSO, 1968. (ЦИНИС, перевод 18736).

2. Сергеев Д.Д. Краткий обзор отчета об аварии 22-этажного жилого дома в Лондоне. Обзорная информация № 2. М., ГлавАПУ, 1969.

3. Разработка и исследование усовершенствованной системы конструктивных связей между сборными элементами панельных зданий унифицированной конструкции с целью повышения их надежности и улучшения технико-экономических характеристик. Научно-технический отчет МНИИТЭП, шифр НИ-1696. М., 1976.

4. Пуме Д. Особенности проектирования многоэтажных зданий на аварийные нагрузки. «Строительная механика и расчет сооружений», 1977, № 1.

5. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. М., 2004 г.

6. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1996 г.

7. СНиП 21-01-97*. Пожарная безопасность зданий и сооружений. М., 1999 г.

8. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. М. 1996.

9. СНиП РК 2.03-30-2006. Строительство в сейсмических районах (СНиП II-7-81*. М., 1996).

10. Design and Typical Details of Connections for precast and Prestressed Concrete, Second Edition, PSI, Chicago, 1988.

11. British Standard Structural use of Concrete.

a) BS 8110:Part 1:1997. Code of practice for design and construction.

b) BS 8110:Part 2:1985. Code of practice for special circumstances.

12. Construction Standards Manual. CSM CS:1996 Common Standards, (summaries of standards etc, of professional interest across construction sector).

13. Building Regulations. Disproportional collapse. The Structural Engineer 1993, v71, N23.

14. J.B. Menzies improving strortural safety through feedback. The Structural Engineer. 1993, v. 71, N21.

15. Ю.М. Стругацкий, Г.И. Шапиро. Безопасность московских жилых зданий массовых серий при чрезвычайных ситуациях. ПГС № 8, Стройиздат, М, 1998.

16. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). М., 1989.

17. МГСН 3.01-01 Жилые здания. М., 2001.

18. Инструкция по проектированию зданий и сооружений в районах г. Москвы с проявлением карстово-суффозионных процессов. Мосгорисполком, ГЛАВАПУ, Моспроект-1, Мосгоргеотрест. 1984

К приложению Ж

19. Рекомендации по защите жилых зданий стеновых конструктивных систем при чрезвычайных ситуациях. Комплекс архитектуры, строительства, реконструкции и развития города, М., 2000 г.

20. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях. Москомархитектура, М., 2002 г.

21. Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях. Москомархитектура, М, 2002 г.

22. СНиП 52.01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. М., 2004

23.. СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М., 2003 г.

24. ОМ «СНиП железобетон». Описание программы см. [www . dataforce . net /~ Krakov .](http://www.dataforce.net/~Krakov)

25.10. МГСН 3.01-01. Жилые здания. М., 2001 г.

26. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. «Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона», Киев «ФАКТ», 2004.

К приложению И

27. Стругацкий Ю.М. Обеспечение прочности панельных зданий при локальных разрушениях их несущих конструкций. В сб. «Исследования несущих бетонных и железобетонных конструкций сборных многоэтажных зданий», МНИИТЭП, М., 1980.

28. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий. ВСН 32-77 Госгражданстроя. М., 1978.

29. J.N.J.A. Vambersky. Precast concrete in buildings today and in the future. The Structural Engineer. 1994, v. 72,

К приложению К

30. В. В. Ханджи, Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. М. Стройиздат, 1977.

31. Б. В. Сендеров, Аварии жилых зданий. М., СИ, 1991.

К приложению Л

32.СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции, М. 1996.

33. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81). ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР, М., 1989.

УДК 624.012.35.04:614.841.332(083.74) МКС 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Ключевые слова: аварийные воздействия, опорные конструкции, удар транспортных средств, удары погрузчиков, удары судов, аварийные воздействия от ударов вертолетов, взрывы внутри помещений, воздействия локальных разрушений в результате неустановленных причин

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 01.01-7.1-2013

**КҮШ ТҮСЕТІН КОНСТРУКЦИЯЛАРҒА ӘСЕРІ
1-7 БӨЛІМ. ЖАЛПЫ ӘСЕРЛЕР. АПАТ КЕЗІНДЕГІ
ӘСЕРЛЕР (ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011-ге)**

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 01.01-7.1-2013

**ВОЗДЕЙСТВИЯ НА НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ
ЧАСТЬ 1-7. ОБЩИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ. АВАРИЙНЫЕ
ВОЗДЕЙСТВИЯ (К СН РК EN 1991-1-7:2006/2011)**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная