

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

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

**АРМАТУРАЛАНҒАН ТАС ҚАБЫРҒАЛАРДЫ
ВЕРТИКАЛЬ ЖӘНЕ ГОРИЗОНТАЛЬ
ЖҮКТЕМЕЛЕРДІҢ ӘРЕКЕТІНЕ ЖОБАЛАУ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ
КАМЕННЫХ СТЕН НА ДЕЙСТВИЯ
ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ
НАГРУЗОК**

ҚР НТҚ 06-01-1.2-2013
(ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 әзірленген)
НТП РК 06-01-1.2-2013
(к СН РК EN 1996-1-1:2005/2011)

Ресми басылым
Издание официальное

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

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

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

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

ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 **РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», ТОО «ИННОБИЛД»
- 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:** Впервые

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

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

МАЗМҰНЫ

Кіріспе.....	IV
1 Қолдану саласы	1
2 Нормативтік сілтемелер	2
3 Терминдер мен анықтамалар	4
4 Белгілеулер мен қысқартулар	5
5 Материалдар.....	7
5.1 Құрылыс тастары және блоктары	7
5.2 Қалау ерітінділері	10
5.3 Тас қалау	11
5.4 Арматура.....	14
5.5 Толтыруға арналған бетон	17
5.6 Арматураның толтырумен ұстасуы	18
6 Қабырғаларды иілу кезінде есептеу.....	19
6.1 Есептік модельдер.....	19
6.2 Қабырға жазықтығында иілген кездегі көтергіш қабілеті	23
6.3 Қабырға жазықтығынан иілген кездегі көтергіш қабілеті.....	33
7 Сығылу және иіле сығылу қабырғаларды есептеу	37
7.1 Жалпы ережелер	37
7.2 Есептеу әдістемесі	38
8 Жылжу кезінде қабырғаларды есептеу.....	43
8.1 Жалпы ережелер	43
8.2 Көлденең жүктемені есептеу	45
8.3 Тік жүктемелерге есептеу	47
9 Алдын ала кернелген конструкциялар.....	50
10 Пайдалану жарамдылығы бойынша шекті күйі.....	52
11 Конструктивтік және технологиялық талаптар	55
А қосымшасы (ақпараттық) Көлденең ерітінді жіктерді арматуралау	63
Б қосымшасы (ақпараттық) Тік (бойлық) арматуралау.....	71
В қосымшасы (ақпараттық) Қабырғаларды аралас (көлденең және тік) арматуралау	77
Г қосымшасы (ақпараттық) Алдын ала кернелген қабырғалар.....	92
Библиография.....	96

КІРІСПЕ

Осы нормативтік-техникалық құрал «Қазақ құрылыс және сәулет ғылыми-зерттеу және жобалау институты» Акционерлік қоғамы («ҚазҚСҒЗИ» АҚ) дайындады.

Осы нормативтік-техникалық құралда:

– ҚР ҚН EN 1996-1-2:2005/2011 Арматураланған және арматураланбаған тас конструкцияларына арналған жалпы ережелер, 1-5-тарауларында берілген тік және көлденең жүктемелердің әсеріне арматураланған тас конструкцияларды жобалау және есептеудің қағидалары мен ережелері;

– ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 Жобалау шешімдері, материалдарды таңдау және тас конструкцияларын жасау 2-5-тарауларында мазмұндалған тік және көлденең жүктемелердің әсеріне арматураланған тас конструкцияларды жобалау және есептеудің қағидалары мен ережелері;

– ҚР ҚН EN 1996-3:2005/2011 Арматураланбаған тас конструкцияларына ықшамдалған есеп әдістері, 1-5-тарауларында келтірілген тік және көлденең жүктемелердің әсеріне арматураланған тас конструкцияларды жобалау және есептеудің қағидалары мен ережелері;

– ҚР ҚН EN 1996-1-2:2005/2011 Отқа төзімділігін анықтаудың жалпы ережелері, 2-5- тарауларында мазмұндалған қағидалар мен ережелерді дамытатын ережелер;

– жобалау тәжірибесінде ҚР ҚН EN 1996-1-2:2005/2011, 2-5-тарауларының ережелерін қолдануды көрсететін мысалдар.

Осы нормативтік-техникалық құралды әзірлеген кезде ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2012 ережелерінен басқа:

– ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 Ұлттық қосымша ережелері;

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

– ҚР ҚН EN 1993-1-1:2005/2011 Болат конструкциялар;

– ҚР ҚН EN 1992-1-1:2005/2011 Темірбетон конструкциялар;

– арматураланған тас конструкцияларды жобалау саласында мамандандырылған шетелдік ұйымдардың орындаған зерттеулер мен жобалық шешімдерінің қабылданған нәтижелері ескерілді.

Осы құжатта арматураланған тас конструкцияларға қойылатын пайдалану талаптары, қолданылатын материалдардың сипаттамалары, сонымен қатар тік және көлденең жүктемелер әсеріне арматураланған тас конструкцияларын есептеу және құрастыру әдістері келтірілген.

Әзірленген құрал ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 келтірілген талаптарды қолдану жөніндегі тәжірибелік құжат және тік және көлденең жүктемелер әсеріне арматураланған тас конструкцияларын есептеу және құрастыру жөніндегі қосымша материал болып табылады.

Осы нормативтік-техникалық Құрал инженерлік-техникалық жұмысшыларға, жобалық өнімге тапсырыс берушілерге, оқытушыларға және жоғары оқу орындарының студенттеріне арналған.

Осы нормативтік-техникалық құрал Қазақстан Республикасының нормативтік құжаты ретінде ерікті негізде қолдану үшін енгізіледі.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН
АРМАТУРАЛАНҒАН ТАС ҚАБЫРҒАЛАРДЫ ВЕРТИКАЛЬ ЖӘНЕ
ГОРИЗОНТАЛЬ ЖҮКТЕМЕЛЕРДІҢ ӘРЕКЕТІНЕ ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ КАМЕННЫХ СТЕН НА ДЕЙСТВИЯ
ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

Енгізілген күні – 2015-07-01

1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

1.1 Осы нормативтік-техникалық құрал ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 «Тас конструкцияларды жобалау. 1-1 тарау. Арматураланған және арматураланбаған тас конструкцияларына арналған жалпы ережелер» ережелерін жетілдіру үшін құрастырылған және тік және көлденең жүктемелер әсеріне арматураланған тас қабырғаларды жобалау кезінде қолдануға арналған.

1.2 Осы «Тік және көлденең жүктемелер әсеріне арматураланған тас қабырғаларды есептеу және жобалау» нормативтік-техникалық құралы ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 келесі тарауларында келтірілген қағидалар мен ережелерден тұрады және жетілдіреді:

- 1-тарау «Жалпы ережелер»;
- 2-тарау «Негізгі принциптер мен ережелер»;
- 3-тарау «Материалдар»;
- 4-тарау «Есептеулерді жүргізу әдістемесі»;
- 5-тарау «Конструкциялау».

1.3 ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 келтірілген қағидалар мен ережелер жалпы және арнайы болып бөлінеді.

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 1-5-тарауларында және осы нормативтік-техникалық құралда келтірілген қағидалар мен ережелер тас конструкцияларды және олардың конструктивті элементтері үшін орталық болып табылады. Сонымен қатар құралда ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 арматураланған тас конструкцияларды жобалау және есептеу бөліміндегі негізгі ережелерге қатысты, сонымен қатар тас конструкцияларында материалдарға және арматураға қойылатын талаптарды қолдану жөніндегі еуропалық стандарттар қатарына қатысты түсіндірмелер беріледі.

Жалпы қағидалар мен ережелерді толықтыратын тік және көлденең жүктемелер әсеріне арматураланған тас қабырғаларды есептеу және жобалаудың арнайы қағидалар мен ережелері:

– ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 1,2,3,4,5-тарауларында және көрсетілген бөлімдерге тиісті құралдарда келтірілген.

1.4 Осы құжаттың мақсаты тік және көлденең жүктемелер әсеріне арматураланған тас қабырғаларды жобалау бойынша ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 қағидалары мен ережелерін түсіндіру болып табылады.

1.5 Осы нормативтік-техникалық құрал:

- жобалық құжаттамаға тапсырыс берушілердің (мысалы, тас көп қабатты қоршау конструкциялары бар ғимараттар инвесторларының);
- тас конструкцияларды жобалауды жүзеге асыратын мамандардың;
- тас конструкцияларды жобалау және құрылысы сапасын бақылауды жүзеге асыратын мамандардың;
- тиісті әкімшілік органдардың қолдануына арналған.

1.6 Талаптары тиісті нормативтерді әзірленгенге дейін ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 ескерілмеген тік және көлденең жүктемелер әсеріне арматураланған тас қабырғаларды есептеу және жобалауды арнайы зерттеулер нәтижелеріне негізделген арнайы техникалық шарттар негізінде жүзеге асыру қажет.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы нормативтік-техникалық құралды қолдану үшін келесі сілтемелік нормативтік құжаттар қажет. Мерзімі көрсетілген сілтемелер үшін сілтеме нормативтік құжатының тек көрсетілген басылымын ғана қолданады, мерзімі көрсетілмеген сілтемелер үшін сілтеме құжатының соңғы басылымын қолданылады (соның ішінде оның барлық өзгертулерімен бірге):

ҚР СТ 1.9–2007 Қазақстан Республикасының Мемлекеттік техникалық реттеу жүйесі. Қазақстан Республикасында стандарттау жөніндегі шетелдердің халықаралық, өңірлік және ұлттық стандарттарын, стандарттау жөніндегі басқа нормативтік құжаттарды қолдану тәртібі.

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 Күш түсетін конструкцияларды жобалаудың негіздері №

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

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 Тас конструкцияларын жобалау. 1-1-бөлім. Арматураланған және арматураланбаған тас конструкцияларына жалпы ережелер.

ҚР ҚН EN 1996-1-2:2005/2011 Тас конструкцияларын жобалау. 1-2-бөлім. Отқа төзімділігін анықтаудың жалпы ережесі.

ҚР ҚН EN 1996-2:2006/2011 Тас конструкцияларын жобалау. 2-бөлім. Жобалық шешімдер, материалдарды таңдау және тас конструкцияларын жасау.

ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011 Тас конструкцияларын жобалау. 3-бөлім. Арматураланбаған тас конструкцияларына арналған жеңілдетілген есептеу түрлері.

ҚР СТ EN 206-1-2011 Бетон. 1-бөлім. Техникалық талаптар, көрсеткіштер, өндірісі және сәйкестік.

ҚР СТ EN 771-1-2011 Құрылыс блоктарына қойылатын талаптар. 1-бөлім. Кірпіштер және саз кірпіштер.

ҚР СТ EN 771-2-2011 Құрылыс блоктарына қойылатын талаптар. 2-бөлім. Силикаты құрылыс блоктары.

ҚР СТ EN 771-3-2011 Құрылыс блоктарына қойылатын талаптар. 3-бөлім. Бетоннан жасалған (тығыз және кеуекті толтырғыштарда) құрылыс блоктары.

ҚР СТ EN 771-4-2011 Құрылыс блоктарына қойылатын талаптар. 4-бөлім. Автоклавты ұяшықты бетоннан жасалған құрылыс блоктары.

ҚР СТ EN 771-5-2011 Құрылыс блоктарына қойылатын талаптар. 5-бөлім. Бетонды құрылыс блоктар.

ҚР СТ EN 771-6-2011 Құрылыс блоктарына қойылатын талаптар. 6-бөлім. Табиғи тастан жасалған блоктар.

ҚР СТ EN 845-3-2011 Таспен қалаудың қосымша құрылыс элементтеріне қойылатын талаптар. 3-бөлім. Қалаудың көлденең жігін металл тормен арматуралау.

ҚР СТ EN 846 (2-5-бөлімдер) Тас қалауының қосымша құрамдас бөліктерін сынау әдістері.

ҚР СТ EN 998-1-2011 Таспен қалауға арналған құрылыс ерітіндісіне қойылатын талаптар. 1-бөлім. Сылақ жағуға арналған құрылыс ерітіндісі.

ҚР СТ EN 998-2-2011 Таспен қалауға арналған құрылыс ерітіндісіне қойылатын талаптар. 2-бөлім. Қалау ерітіндісі.

ҚР СТ EN 1052-2-2012 Тас қалауды сынау әдістері. 2-бөлім. Иілу кезінде созылу беріктігін анықтау.

ҚР СТ EN 1052-3-2012 Тас қалауды сынау әдістері. 3-бөлім. Кесуге, жылжытуға (адгезия) бастапқы беріктікті анықтау.

ҚР СТ EN 1052-4-2012 Тас қалауды сынау әдістері. 4-бөлім. Ылғалды окшаулайтын қабат бойынша кесуге (жылжытуға) беріктікті анықтау.

ҚР СТ EN 1052-5-2012 Тас қалауды сынау әдістері. 5-бөлім. Иілу және созылу кезінде ұстасу беріктігін анықтау.

EN 846 (6-14 бөлімдер)* Methods of test for ancillary components for masonry (Тас қалауының қосымша құрамдас бөліктерін сынау әдістері).

EN 1015-11* Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar (Тас қалауына арналған құрылыс ерітінділері. Сынау әдістері. 11-бөлім. Қатып қалған құрылыс ерітіндісін иілу және сығу кезіндегі беріктілік шегін анықтау).

EN 1052-1* Methods of test for masonry. Determination of compressive strength (Тас қалауын сынау әдістері. 1-бөлім. Сығуға беріктікті анықтау).

ЕСКЕРТПЕ Осы мемлекеттік нормативті қолданған кезде сілтеме жасалатын құжаттардың әрекетін жыл сайын ағымдағы жыл жағдайына құрастырылатын ақпараттық «Қазақстан Республикасы аумағында қолданыстағы сәулет, қала құрылысы және құрылыс салаларындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілердің тізімі», «Қазақстан Республикасының стандарттау жөніндегі нормативтік құжаттар көрсеткіші» және «Мемлекетаралық нормативтік құжаттар көрсеткіші» бойынша тексерген жөн. Егер сілтеме жасалатын құжат ауыстырылған (өзгертілген) болса, онда осы нормативті қолданған кезде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу қажет. Егер сілтеме жасалатын құжат ауыстырылмай өзгертілген болса, онда оған сілтеме берілген ереже осы сілтемені қозғамайтын бөлімде қолданылады.

* ҚР СТ 1.9 сәйкес қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы нормативтік-техникалық құралда ҚР ҚН EN 1996–1–2:2005/2011 бойынша терминдер, сонымен қатар тиісті анықтамалары бар келесі терминдер қолданылады:

3.1 Тас қалауы (masonry): Белгілі бір тәртіпте төселетін және ерітіндіні қолданумен жалғанған тастардан (блоктардан) тұратын конструкция.

3.2 Арматураланбаған тас қалауы (unreinforced masonry): Арматурасыз немесе арматураланған тас конструкцияларды есептеу кезінде белгіленген мөлшерден төмен мөлшерде арматура қосылған қалау.

3.3 Арматураланған тас қалауы (reinforced masonry): Олардың өзара әрекеті арқасында арматураланған тас конструкцияның барлық материалдары бірлесе жұмыс істейтін және әртүрлі әсерлерге кедергі тудыратын, ерітіндіге немесе бетонға бекітілген шыбықтар немесе торлардан тұратын қалау.

3.4 Алдын ала кернелген тас қалауы (prestressed masonry): Алдын ала кернелген арматураның көмегімен біркелкі ішкі сығылатын кернеу туындайтын қалау.

3.5 Тас қалауды байлау (masonry bond): Қалауда тастардың (блоктардың) өзара әрекеттесуге қол жеткізу мақсатында белгілі ережелер бойынша тұрақты ретпен орналасуы.

3.6 Көтергіш қабырға (loadbearing wall): Сығылу кернеулеріне ұшырайтын және тік (мысалы, жабудың уақытша жүктемелері), сондай-ақ көлденең (мысалы, жел) жүктемелерді қабылдауға арналған қабырға.

3.7 Нормативтік (сипаттамалық) беріктік (characteristic strength of masonry): Берілген ықтималдықтағы болжамды шектеусіз бас жиынтықта одан төмен тек сынақ нәтижелерінің 5 % ғана болуы мүмкін тас қалауы беріктігінің мәні. Бұл мән материалдың немесе қалаудың белгілі көрсеткіштері сынақтарының қабылданған статистикалық бөліну фрактилінің 5% сәйкес келеді. Жеке жағдайларда нормативтік беріктік ретінде номиналды беріктік алынады.

3.8 Тас қалаудың сығуға беріктігі (compressive strength of masonry): Сынақтар кезінде, бойлық иілу және жүктеме эксцентриситеті болмаған жағдайда ол арқылы қалаудың стандартты элементіне жүктеме түсірілетін плитаның әсерін ескермеген жағдайдағы тас қалаудағы орталық сығуға беріктігі.

3.9 Тас қалаудың қиюға (жылжуға) беріктігі (shear strength of masonry): Тас қалаудың қиылу (жылжу) күш салу әсері кезіндегі беріктігі.

3.10 Тас қалаудың иілу кезіндегі созылуға беріктігі (flexural strength of masonry): Тас қалаудың таза иілу кезіндегі созылуға беріктігі (иілу моменті).

3.11 Болат арматура (reinforcing steel): Созылу және сығылу күштерін қабылдауға арналған тас конструкцияларда қолданылатын арматура болаттан жасалған сызықты созылған элементтер.

3.12 Көлденең жіктерді арматуралауға арналған арматуралық торлар (арматуралық бұйымдар) (bed joint reinforcement): Қалаудың көлденең жіктеріне төселетін арматура сымнан жасалған торлар, жазық арматуралық қаңқалар.

3.13 Тас қалаудың байланысы (байланыс құрылғысы) (wall tie): Екі қабатты тас қалау қабаттарын жалғауға немесе көтергіш қабырғасы немесе қаңқасы бар бір (соның

ішінде қапталған) қабатты жалғауға арналған тас қалауының элементі, болат шыбық, арматуралық бұйым, полимерлі материалдардан жасалған бұйым.

3.14 Анкер (анкерлік құрылғы), тартқыш (strap): Аражабындар немесе жабын конструкцияларымен тас қалауы элементтерін (қабырғалар, бағандар) жалғауға арналған құрылғы.

4 БЕЛГІЛЕУЛЕР МЕН ҚЫСҚАРТУЛАР

Осы құралда ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 бойынша белгілеулер, сонымен қатар келесі белгілеулер қолданылды:

Латын әріптері

a_x – тіректің жиегінен қарастырылып отырған қимаға дейінгі арақашықтық;
 A – қабырғаның көлденең қимасының жалпы ауданы;
 A_s – сығылған немесе созылған бойлық арматураның көлденең қимасының ауданы;
 A_{sw} – арматураның көлденең қимасының ауданы;
 b – ені (көлденең қимасының ені);
 b_c – бекіткіштер (тіреулер) арасындағы учаске ортасындағы көлденең қимасының сығылған бөлігі ауданының ені;
 b_{ef} – қоставрлы қима сөрелерінің тиімді ені;
 b_{eff} – L-тәрізді көлденең қима сөресінің тиімді ені;
 b_{eft} – T- тәрізді көлденең қима сөресінің тиімді ені;
 c_{nom} – бетонның қорғаныш қабатының номиналды қалыңдығы;
 d – көлденең қиманың жұмысшы биіктігі;
 E – тас қалаудың қысқа мерзімді серпімділік модулі қиюшы модуль ретінде;
 $E_{longterm}$ – жүктеменің ұзақ әсері кезінде тас қалаудың серпімділік модулі;
 f_b – жүктеме бағытында тастың келтірілген (қалыпқа түсірілген) сығылу кедергісі;
 f_{bod} – арматуралық болаттың бетонмен ұстасуының есептік кернеуі;
 f_{bok} – арматураның бетонмен ұстасуының нормативтік кернеуі;
 f_{ck} – толтыру бетонының осьтік нормативтік сығылу кедергісі;
 f_{cvk} – толтыру бетонының қиылуға (жылжуға) нормативтік кедергісі;
 f_d – тас қалаудың есептік сығылу кедергісі;
 f_k – тас қалаудың нормативтік сығылу кедергісі;
 f_m – қалау ерітіндісінің сығылу беріктігі;
 f_{vd} – тас қалаудың қиылуға (жылжуға) есептік кедергісі;
 f_{vk} – тас қалаудың қиылуға (жылжуға) нормативтік кедергісі;
 f_{vk0} – тас қалаудың қиылуға (жылжуға) бастапқы нормативтік кедергісі (сығатын жүктеме болмаған жағдайда);
 f_{xd} – иілудің тиісті бағытында иілу кезінде есептік созылу кедергі;
 f_{xd1} – көлденең жікке параллель жазықтықта (байланбаған қима бойынша) тас қалаудың иілуі кезіндегі есептік созылу кедергісі;
 f_{xk1} – көлденең жікке параллель жазықтықта (байланбаған қима бойынша) тас қалаудың иілуі кезіндегі нормативтік созылу кедергісі;

f_{xd2} – көлденең жікке перпендикуляр жазықтықта (байланған қима бойынша) тас қалаудың иілуі кезіндегі есептік созылу кедергісі;
 $f_{xd2,app}$ – көлденең жікке перпендикуляр жазықтықта (байланған қима бойынша) тас қалаудың иілуі кезіндегі жоғары есептік созылу кедергісі;
 f_{xk2} – көлденең жікке перпендикуляр жазықтықта (байланған қима бойынша) тас қалаудың иілуі кезіндегі нормативтік созылу кедергісі;
 f_{yd} – кернелмейтін арматураның есептік кедергісі;
 f_{yk} – кернелмейтін арматураның нормативтік кедергісі;
 G – тас қалауының жылжу модулі;
 h – қабырға бойымен көрінетін биіктігі;
 h_{ef} – қабырғаның есептік (тиімді) биіктігі;
 K – тас қалаудың сығылу кедергісін есептеуде қолданылатын коэффициент;
 l – қабырға бөлігінің ұзындығы (көлденең қабырғалар арасында, көлденең қабырға және қуыс арасында немесе қуыстар арасында);
 l_b – арматура анкерлеу аймағының ұзындығы;
 l_{cl} – аралықтағы ойықтың өлшемі;
 l_{ef} – конструкция элементінің есептік (тиімді) аралығы;
 l_r – қабырғаның бүйірлік қатты бекіткіштері арасындағы көрінетін қашықтық;
 M_{ad} – қосымша есептік иілу моменті;
 M_{Rd} – иілген кездегі қима беріктігі;
 M_{Ed} – қолданыстағы иілу моментінің есептік мәні;
 N – ғимаратқа тік әсерлердің жиынтығы;
 N_{Rd} – бойлық күштің әсерінен қалаудан жасалған қабырға немесе бағананың есептік қимасының беріктігі;
 N_{Ed} – қолданыстағы тік жүктеменің есептік мәні;
 s – кесілуге (жылжуға) жұмыс істейтін көлденең арматура шыбықтары арасындағы арақашықтық;
 t – қабырға қалыңдығы;
 t_i – i -ші қабырға қалыңдығы;
 t_{ef} – қабырғаның тиімді қалыңдығы;
 t_f – сөре қалыңдығы (қоставрлы, таврлы және L-тәрізді көлденең қима элементтерінде);
 t_{ri} – i -ші жауырындық қабырға ені;
 V_{Ed} – түсетін жүктемелер және күштерден көлденең күштің есептік мәні;
 V_{Rd} – көлденең күш әсері кезінде қалау қабырғаның есептік қимасының беріктігі;
 w_i – біркелкі бөлінген i жүктеме шамасының есептік мәні;
 x – қиманың сығылған аймағының биіктігі;
 z – иілу моменті немесе орталықтан тыс сығу әсері кезінде арматураланған тас элементі қимасындағы күштердің ішкі жұбының иіні;

Грек әріптері

α – бойлық шыбық осіне, қиылуға (жылжуға) жұмыс істейтін көлденең арматураның көлбеу бұрышы;
 α_t – тас қалаудың температуралық деформация коэффициенті;

$\alpha_{1,2}$ – иілу моментінің коэффициенті;

β – жапырылуға (жергілікті сығылу) есептеген кездегі бет бөлігіне жүктемелер кезіндегі жоғарлаушы коэффициент;

χ – арматураланған қабырғаларды кесу (жылжыту) кезіндегі қалау беріктігінің жоғарлаушы коэффициенті;

σ – тастардың (блоктардың) сығылуға нормаланған орташа беріктігін анықтау үшін қолданылатын пішін коэффициенті;

ε_{mu} – тас қалаудың сығылу кезіндегі салыстырмалы деформациясының шекті мәні;

ε_{sy} – арматуралық болаттың аққыштық шегіне тең кернеу кезіндегі арматураның салыстырмалы деформациясы;

ϕ – болат арматураның тиімді диаметрі;

Φ_{∞} – тас қалауы үшін жылжу коэффициентінің шекті мәні;

Φ – азайту коэффициенті;

Φ_1 – бастиекте немесе қабырға негізінде иілгіштіктің азаю коэффициенті;

Φ_m – қабырға биіктігінің ортасындағы иілгіштіктің азаю коэффициенті;

γ_M – модель қателіктерін және шаманың ауытқуын ескере отырып, конструкция элементінің көрсеткіші үшін жеке қауіпсіздік коэффициенті;

η – беріктік бойынша шекті күйдегі қаттылықтың төмендеуін ескере отырып, қабырға қималарындағы моменттерді есептеген кездегі моментті азайту коэффициенті;

λ_x – кернеудің тікбұрышты эпюрасын қолданған кездегі арқалық қимасының сығылған бөлігінің биіктігі;

μ – екі ортогоналды бағыттарда моменттердің әсері кезінде иілу беріктігін есептеген кездегі тас қалау беріктігі қатынасының коэффициенті;

ρ_d – құрғақ күйдегі тығыздығы.

σ_d – сығудың есептік кернеуі;

5 МАТЕРИАЛДАР

5.1 Құрылыс тастары және блоктары

5.1.1 Тас конструкцияларын дайындау үшін тастар мен блоктардың келесі түрлерін қолдану қажет:

- ҚР СТ EN 771-1 сәйкес керамикалық кірпіш және блоктар,
- ҚР СТ EN 771-2 сәйкес силикаты кірпіш және блоктар,
- ҚР СТ EN 771-3 сәйкес тығыз және кеуекті толтырғыштары бар бетоннан жасалған блоктар,
- ҚР СТ EN 771-4 сәйкес ұяшықты бетоннан жасалған блоктар,
- ҚР СТ EN 771-5 сәйкес зауытта шығарылған бетонды блоктар,
- ҚР СТ EN 771-6 сәйкес табиғи тастан жасалған блоктар.

5.1.2 Қуыстардың көлеміне тәуелді тастар мен блоктарды 1, 2, 3 және 4-топтарға жіктеледі (5.1-кесте). Ұяшықты бетоннан жасалған блоктар, бетонды блоктар және табиғи тастан жасалған блоктар 1-топқа жатады. Есептік параметрлерді анықтаған кезде өндіруші белгілейтін және ҚР СТ EN 772-1 бойынша есептелінетін тастарды және блоктарды

сығылуға келтірілген беріктікті (қалыпқа келтірілген) f_b қолдану қажет. Қайта есептеуді блоктар өлшемдерінің вариациясына тәуелді коэффициенті қолданумен жүргізеді.

**5.1-кесте – Тастар мен блоктарды жіктеуге қойылатын геометриялық талаптар
(ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 3.1.1(4)-т.)**

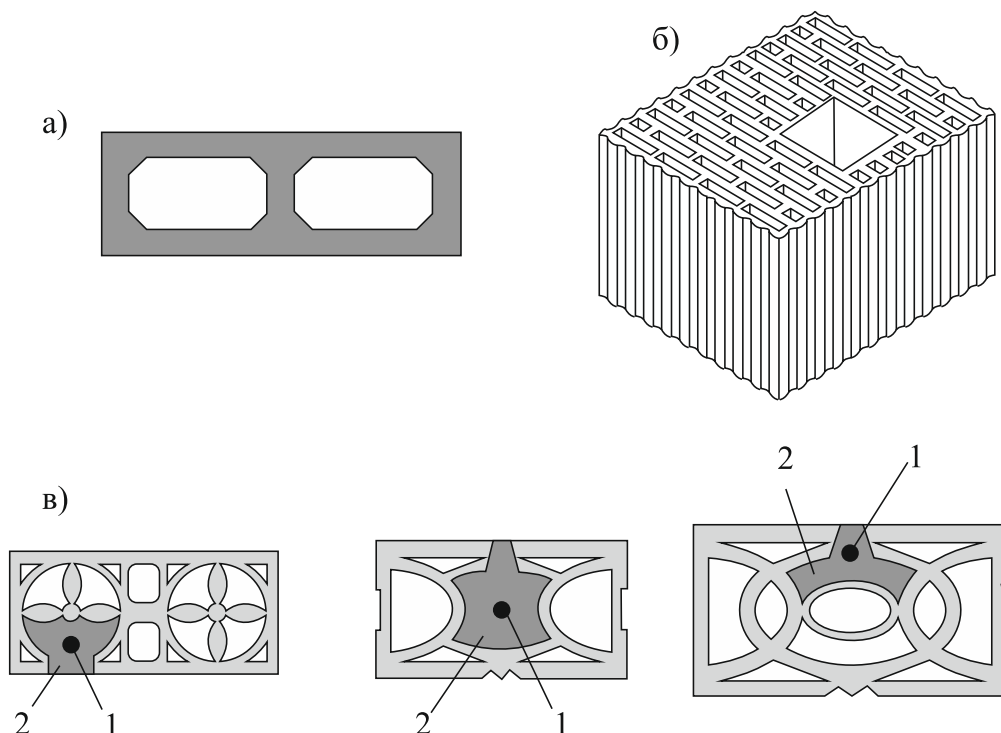
	Тас немесе блоктың материалы және жіктеу шектері				
	1-топ (барлық тастар мен блоктар)	Тас немесе блоктың түрі	2-топ	3-топ	4-топ
			Тік қуыстардың көлемі		Көлденең қуыстардың көлемі
Қуыстардың жалпы көлемі (тас немесе блок көлеміне пайызбен)	≤ 25	Кірпіш	$> 25; \leq 55$	$\geq 25; \leq 70$	$> 25; \leq 70$
		Силикат-ты блок	$> 25; \leq 55$	Қолданылмайды	Қолданылмайды
		Бетон ^{b)}	$> 25; \leq 60$	$> 25; \leq 70$	$> 25; \leq 50$
Жеке қуыстардың көлемі (тас немесе блок көлеміне пайызбен)	$\leq 12,5$	Кірпіш	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 2 ; блокты ұстауға арналған қуыстар 12,5 дейін	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 2 ; блокты ұстауға арналған қуыстар 12,5 дейін	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 30
		Силикат-ты блок	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 15 ; блокты ұстауға арналған қуыстар 30 дейін	Қолданылмайды	Қолданылмайды
		Бетон ^{b)}	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 30 ; блокты ұстауға арналған қуыстар 30 дейін	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 30 ; блокты ұстауға арналған қуыстар 30 дейін	Қуыстардың әрқайсысы ≤ 25

**5.1-кесте – Тастар мен блоктарды жіктеуге қойылатын геометриялық талаптар
(ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 3.1.1(4)-т.) (жалғасы)**

	Тас немесе блоктың материалы және жіктеу шектері							
	1-топ (барлық тастар мен блоктар)	Тас немесе блоктың түрі	2-топ		3-топ		4-топ	
			Тік қуыстардың көлемі				Көлденең қуыстардың көлемі	
Сыртқы және ішкі қабырғалар қалыңдығының белгіленген мәні (мм)	Нормаланбайды		Ішкі қабырға	Сыртқы қабырға	Ішкі қабырға	Сыртқы қабырға	Ішкі қабырға	Сыртқы қабырға
		Кірпіш	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		Силикатты блок	≥ 5	≥ 10	Қолданылмайды		Қолданылмайды	
		Бетон ^{b)}	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Сыртқы және ішкі қабырғалардың жалпы қалыңдығының белгіленген мәні ^{a)} (блок еніне пайызбен)	Нормаланбайды	Кірпіш	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		Силикатты блок	≥20		Қолданылмайды		Қолданылмайды	
		Бетон ^{b)}	≥ 18		≥ 15		≥ 45	
<div>^{a)} Қабырғалардың жалпы қалыңдығы көлденеңінен өлшенген және негізгі бағытта қосылған сыртқы және ішкі қабырғалардың қалыңдығы болып табылады.</div> <div>^{b)} Қисайған қуыстарда немесе қимасы сопақша немесе дөңгелек пішімді қуыстар кезінде қабырғалар қалыңдығының орташа мәнін қолданады.</div>								

5.1.3 Көлденең ерітінді жіктерде қалауды торлармен арматуралаған кезде тегіс бүкқалау бетті тастар мен блоктар қолданылады. Диаметрі көлденең ерітінді жіктерінің қалыңдығынан жоғары шыбықтармен арматуралаған кезде жоғары бүкқалауларда жыралары бар тастар мен блоктарды қолдану қажет (11-бөлімді қараңыз).

5.1.4 Қабырғаларды тік (бойлай) арматуралаған кезде арматураны төсеуге арналған тік каналдарды қалаудың көлденең қатарларын тиісті байлау арқылы (осы Құралдың Б Қосымшасын қараңыз) немесе тік каналдары бар арнайы тастар мен блоктарды қолдану арқылы салуға болады (5.1-сурет) [3].



1 –тік арматура, 2 – қалау ерітіндісі немесе толтыруға арналған бетон

5.1-сурет – Дірілмен сығымдалған қуысты бетон блоктар (а), тік каналдары бар жоғары қуысты керамикалық блоктар (б) және тік арматураны төсеуге арналған қуысты керамикалық тастар (в) [3]

5.2 Қалау ерітінділері

5.2.1 Тас конструкцияларды тұрғызу үшін көлемдік массасы 1500 кг/м^3 артық қарапайым ерітінділерді, көлемдік массасы 1500 кг/м^3 кем жеңіл ерітінділерді және қалыңдығы 0,5мм бастап 3 мм дейін жұқа жіктерге арналған желім ерітінділерді қолдану қажет. Зауытта дайындалған ерітінділер және зауытта дайындалған құрғақ ерітінді қоспалары ҚР СТ EN 998-2 сәйкес келуі тиіс. Құрылыс салу ерітінділері ҚР ҚН EN 1996-2:2006/2011 сәйкес келуі тиіс.

5.2.2 Жалпы арнауудағы қалау ерітінділері ҚР СТ EN 998-2 сәйкес рецептура бойынша жазылған ерітінді немесе ҚР СТ EN 998-2 сәйкес жарамдылықты бағалау бойынша ерітінділер болуы мүмкін. Жұқа қабатпен төселетін ерітінділер және жеңіл ерітінділер ҚР СТ EN 998-2 сәйкес жарамдылықты бағалау бойынша ерітінділер болуы тиіс.

5.2.3 Қалау ерітіндісінің сығылу беріктігі f_m EN 1015-11 сәйкес анықталады. Арматураланған тас қалауы үшін ерітіндінің сығылудың минималды беріктігі 4 МПа және көлденең жіктері жанама арматураланған тас қалауы үшін 2 МПа кем емес болуы тиіс.

5.3 Тас қалау

5.3.1 Тас қалауының сығылудағы нормативті кедергісі f_k EN 1052-1 сәйкес оны сынау нәтижелері бойынша немесе ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 3.6.1.2(2)-т. келтірілген келесі формулалар бойынша анықталады:

– қарапайым және жеңіл ерітіндіні қолданумен тас қалауы үшін

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}; \quad (5.1)$$

– қалыңдығы 0,5 мм бастап 3 мм дейін жұқа қабатпен төселетін ерітіндіні қолданумен тас қалауы және 1 және 4-топтардың керамикалық кірпіші, силикатты блоктар немесе ұяшықты бетоннан жасалған блоктар үшін

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}; \quad (5.2)$$

– қалыңдығы 0,5 мм бастап 3 мм дейін жұқа қабатпен төселетін ерітіндіні қолданумен тас қалауы және 1 және 4-топтардың керамикалық кірпіші, силикатты блоктар, бетонды блоктар немесе ұяшықты бетоннан жасалған блоктар үшін

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}; \quad (5.3)$$

мұндағы f_b – тастың (блоқтың) сығылуда келтірілген (қалыпқа келтірілген) кедергісі, МПа;

f_m – қалау ерітіндісінің сығылу беріктігі, МПа;

K – келесі талаптарды орындаған жағдайда осы Құралдың 5.2-кестесі бойынша қолданылатын коэффициент:

- тас қалауы ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 сәйкес орындалған;
- барлық жіктер ерітіндімен толық толтырылған ретінде саналады;
- жалпы арнаудағы ерітіндіні қолданған кезде f_b 75 МПа аспауы тиіс;
- жұқа қабатпен төселетін ерітіндіні қолданған кезде f_b 50 МПа аспауы тиіс;
- жалпы арнаудағы ерітіндіні қолданған кезде f_m 20 МПа немесе $2f_b$ аспауы тиіс;
- жеңіл ерітіндіні қолданған кезде f_m 10 МПа аспауы тиіс;
- тас қалауынан жасалған қабырға қалыңдығы тастың немесе блоктың еніне немесе ұзындығына сәйкес келеді, яғни қабырғалардың параллель жазықтығында ерітінділі жігі болмайды;
- тас немесе блок беріктігі вариациясының коэффициенті 25 % аспайды.

5.3.2 Қабырғаның немесе оның бөліктерінің бүкіл ұзындығымен өтетін қабырға параллель жазықтығының ерітінді жіктері бар жалпы арнаудағы ерітіндідегі қабырғаның көп қатарлы тас қалауы үшін (қалыңдығы тас немесе блок өлшемінен үлкен) 5.2-кестедегі K мәндерін 0,8 коэффициентіне көбейту қажет.

**5.2-кесте – Тас қалауына арналған K коэффициентінің мәндері
(ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 3.6.1.2(2)-т.)**

Тас немесе блоктың түрі		Жалпы арнаудағы ерітінді	Жұқа қабатпен төселетін ерітінді (көлденең жіктің қалыңдығы 0,5 мм бастап 3 мм дейін)	Жеңіл ерітінді, құрғақ күйінде тығыздығы	
				$600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ кг/м}^3$	$800 < \rho_d \leq 1500 \text{ кг/м}^3$
Кірпіш	1-топ	0,55	0,75	0,30	0,40
	2-топ	0,45	0,70	0,25	0,30
	3-топ	0,35	0,50	0,20	0,25
	4-топ	0,35	0,35	0,20	0,25
Силикатты блок	1-топ	0,55	0,80	*	*
	2-топ	0,45	0,65	*	*
Бетонды блок	1-топ	0,55	0,80	0,45	0,45
	2-топ	0,45	0,65	0,45	0,45
	3-топ	0,40	0,50	*	*
	4-топ	0,35	*	*	*
Ұяшықты бетоннан жасалған блок	1-топ	0,55	0,80	0,45	0,45
Зауытта дайындалған бетонды блок	1-топ	0,45	0,75	*	*
Табиғи тастан жасалған блок	1-топ	0,45	*	*	*
* Мәндері жоқ, себебі тас (блок) пен ерітіндінің мұндай үйлесімі қолданылмайды.					

5.3.3 [3.7.2] Арматураланбаған тас қалауының қысқа мерзімді серпімділік модулі E иілгіштік модулі болып табылады және сынақтар процесінде EN 1052-1 сәйкес анықталады. Жылжығыштық деформациясын ескере отырып, жүктеме ұзақ уақыт әсер еткен кездегі тас қалауының серпімділік модулі ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 (3.8) Формула бойынша анықталады:

$$E_{\text{longterm}} = \frac{E}{1 + \Phi_{\infty}}, \quad (5.4)$$

мұндағы Φ_{∞} – тас қалауы үшін жылжығыштық коэффициентінің шекті мәні.

5.3.4 [3.7.4] Тас қалауы үшін жылжығыштық коэффициентінің шекті мәні Φ_{∞} , ұзақ уақыт ісіну немесе отыру деформациясы шамасының соңғы мәні, тас қалауының температуралық деформация коэффициенті α сынақтар әдісімен анықталады. Көрсетілген деформациялар мәндерінің бағдарлаушы диапазондары 5.3-кестеде келтірілген. Олардың нақты сандық мәндері ұлттық қосымшада белгіленеді.

5.3.5 Тас қалауының ығысу модулінің G шамасын серпімділік модулі E мәнінің 40 % тең деп қабылдауға болады.

5.3-кесте – Тас қалауының жылжығыштық, ісіну немесе отыру және температуралық деформация параметрлері (ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 3.7.4-т.)

Тас немесе блоктың түрі		Жылжығыштық коэффициентінің Φ_{∞} шекті мәні	Ісіну және отырудың шекті мәні мм/м	Температуралық деформация коэффициенті α , $10^{-6}/K$
Кірпіш		0,5 бастап 1,5 дейін	(-0,2) бастап (+1,0) дейін	4 бастап 8 дейін
Силикатты блок		1,0 бастап 2,0 дейін	(-0,4) бастап (-0,1) дейін	7 бастап 11 дейін
Бетонды блоктар және зауытта шығарылған бетонды блоктар		1,0 бастап 2,0 дейін	(-0,6) бастап (-0,1) дейін	6 бастап 12 дейін
Жеңіл бетоннан жасалған блоктар		1,0 бастап 3,0 дейін	(-1,0) бастап (-0,2) дейін	6 бастап 12 дейін
Ұяшықты бетоннан жасалған блоктар		0,5 бастап 1,5 дейін	(-0,4) бастап (+0,2) дейін	7 бастап 9 дейін
Табиғи тастан жасалған блоктар	Магмалық жыныстар	-	(-0,4) бастап (+0,7) дейін	5 бастап 9 дейін
	Шөгінді жыныстар			2 бастап 7 дейін
	Метаморфиялық жыныстар			1 бастап 18 дейін

5.3.6 Тас қалаудың көлденең жіктерін арматуралауды беріктігі бойынша тас пен ерітінді маркаларын жоғарлату қалаудың талап етілетін көтергіш қабілетін қамтамасыз етпеген жағдайда, ал конструкцияның көлденең кимасының ауданын арттыру тиімсіз немесе мүмкін емес болған жағдайларда қолдану қажет. Арматуралық қаңқалар, торлар және дара шыбықтар түрінде конструктивті көлденең арматуралауды қалаудың жеке бөліктері – аралық қабырғалар, бағандар, қабырғалардың қиылыстары, ғимараттар бұрыштары үшін, қалауда арматураланған белдіктерді салу және т.б. үшін қолдану ұсынылады (осы құралдың А қосымшасын қараңыз).

5.3.7 Тас қалаудың тік (бойлық) жіктерін арматуралауды тас пен ерітінді маркаларын жоғарлату сығылу және иіле сығуға ғана жұмыс істейтін конструкциялардағы қалаудың талап етілетін көтергіш қабілетін қамтамасыз етпеген жағдайларда қолдану қажет. Қалауды конструктивті бойлық арматуралауды қалаудың жеке бөліктері – аралық қабырғалар, бағандар, терезе және есік ойықтарының контурлары, қабырғалардың

қиылыстары, ғимараттар бұрыштары және т.б. үшін қолдану ұсынылады (осы құралдың Б Қосымшасын қараңыз).

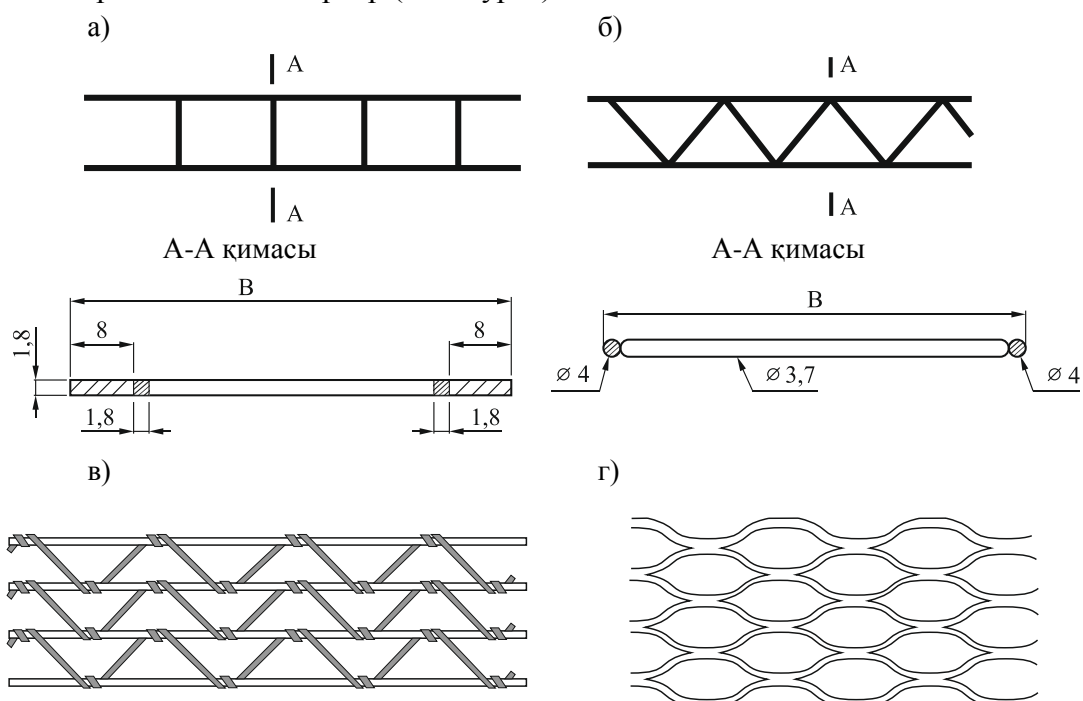
5.3.8 Аралас (бір уақытта көлденең және тік) арматуралауды қалау күрделі кернелген күйде жұмыс істеген кезде немесе сейсмикалық әсерлерге бейім болған жағдайларда қолдану қажет (осы құралдың В Қосымшасын қараңыз).

5.4 Арматура

5.4.1 [6.3.9] Тас қалауды арматуралау үшін тегіс немесе периодтық профильді пісірілген құрылымды немесе тоттанбайтын болатты (жақсы тіркесу үшін) қолдану қажет. Күш түспейтін арматураның нормативтік кедергісі f_{yk} ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 талаптарына сәйкес келуі тиіс. Болатты сызықты температуралық ұлғаю коэффициенті $12 \times 10^{-6} K^{-1}$ тең деп алынады.

5.4.2 ҚР СТ EN 845-3 жіктеуіне сәйкес тас қалаудың көлденең жіктерін арматуралау үшін ҚР СТ EN 846 (2-5-бөлімдер) және EN 846 (6-14-бөлімдер) стандарттары блоктарының талаптарына сәйкес белгіленген анықталған параметрлермен сипатталатын арматуралық бұйымдардың келесі түрлерін қолдану қажет:

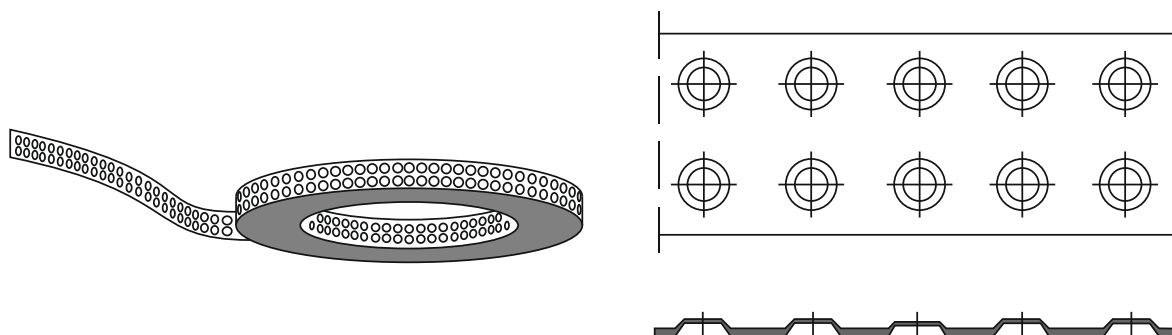
- көлденең шыбықтармен (5.2а-сурет) немесе бұрышпен үздіксіз орналасқан шыбықтармен (5.2б-сурет) дәнекерленген бойлық шыбықтардан тұратын болат сымнан жасалған дәнекерлеу торлары;
- бойлық шыбықтарды көлденең сымды шыбықтармен кезектесе құрсату арқылы дайындалатын тоқылған болат торлар (5.2в-сурет);
- алдын ала белгілі бір тәртіпте кесіктер салынған табақты болатты созу арқылы алынатын жарып созылған торлар (5.2г-сурет).



а, б) – дәнекерлеу торлары, в) – тоқылған тор, г) – жарып созылған тор

5.2-сурет – Тас қалаудың көлденең жіктерін арматуралау үшін қолданылатын арматура бұйымдар

5.4.3 Еуропалық тәжірибеде өз пішімінің арқасында қалау ерітіндісімен жоғары ұстасатын болат тесік жолақшалар (5.3-сурет) немесе шиыршық түріндегі шыбықтар (5.4-сурет) түрінде арматуралау перспективті болып табылады.



5.3-сурет – Болат тесік жолақшалардан жасалған арматура [27]



5.4-сурет – Шиыршық шыбықтар түріндегі арматура бөлігі [15,20]

5.4.4 [3.5(2)] Алдын ала кернелген қабырғалар үшін болаттың механикалық көрсеткіштерін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес алу қажет. Алдын ала кернелген элементтер үшін мырышпен қапталған болат құрамы мырышпен қаптау процесі оған кері әсер етпейтіндей түрде болуы тиіс.

5.4.5 [6.3.10(3)] Арматуралық болаттың түрін және оның минималды коррозияға қарсы қорғанышын тиісті қолдану орны үшін қоршаған орта класын ескере отырып, таңдау қажет. Арматуралық болатты таңдау жөніндегі ұсыныстар 5.4-кестеде берілген:

5.4-кесте – Төзімділікті қамтамасыз ету үшін арматуралық болатты таңдау
[ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 Ұлттық қосымша]

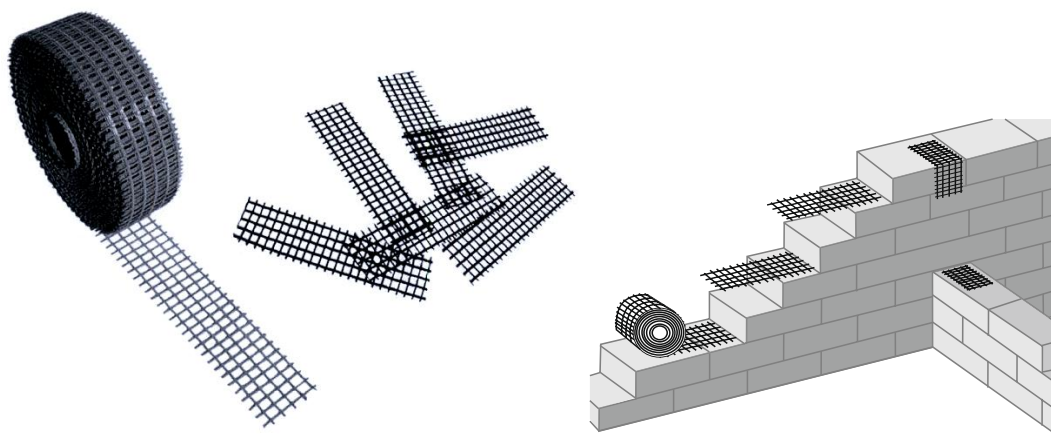
Қоршаған орта класы ^{a)}	Арматуралық болаттың минималды қорғанышы	
	Ерітіндімен бітеу	(4) сәйкес талап етілетіннен аз қалыңдықтағы бетон жабынмен бетонмен бітеу
MX1	Қорғалмаған қосындыланбаған болат ^{b)}	Қорғалмаған қосындыланбаған болат
MX2	Мырыш қабаты қалыңдатылған немесе тең қорғаныш жабынды қосындыланбаған болат ^{c)}	Қорғалмаған қосындыланбаған болат немесе қуыстарды ерітіндімен толтырған кезде мырыш қабаты қалыңдатылған немесе тең қорғаныш жабынды қосындыланбаған болат
	Жүктемеге ұшырайтын жағында тегістеме қабаты бар тас қалаудағы қорғалмаған қосындыланбаған болат ^{d)}	

**5.4-кесте – Төзімділікті қамтамасыз ету үшін арматуралық болатты таңдау
[ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 Ұлттық қосымша] (жалғасы)**

Қоршаған орта класы ^{a)}	Арматуралық болаттың минималды қорғанышы	
	Ерітіндімен бітеу	(4) сәйкес талап етілетіннен аз қалыңдықтағы бетон жабынмен бетонмен бітеу
MX4	Аустениттік тоттанбайтын болат AISI 316 Мырыш қабаты қалыңдатылған немесе жүктемеге ұшырайтын жағында тегістеме қабаты ^{d)} бар тең қорғаныш жабынды ^{b)} қосындыланбаған болат	Аустениттік тоттанбайтын болат AISI 316
MX5	Аустениттік тоттанбайтын болат AISI 316 немесе 304 ^{e)}	Аустениттік тоттанбайтын болат AISI 316 немесе 304 ^{e)}
<p>^{a)} ҚР ҚН EN 1996-2:2006/2011 қараңыз.</p> <p>^{b)} Ылғалдандыру мүмкіндігі бар көп қабатты сыртқы қабырғалардың ішкі қабаты үшін ^{c)} сипатталғандай мырыш қабаты қалыңдатылған немесе тең қорғаныш жабынды конструкциялық болат қолданылады.</p> <p>^{c)} Қосындыланбаған болатты салмағы 900 г/м² кем емес қабатпен мырыштайды немесе салмағы 60 г/м² мырышпен және қалыңдығы 80 мкм кем емес және орташа мәні 100 мкм эоксидті шайырдан жасалған берік жабынмен жабады.</p> <p>^{d)} Жалпы арнаудағы ерітінді немесе сығылу беріктігі М4 класының жұқа қабатымен төселетін ерітінді қолданылады. Бүйірлік ерітінді жабынның қалыңдығын 30 мм дейін арттырады және тас қалауды ҚР СТ EN 998-1 сәйкес ерітіндімен тегістейді.</p> <p>^{e)} Объектіні жобалаған кезде аустениттік тоттанбайтын болат агрессивті ортада қолданылмайтындығын ескеру қажет.</p>		

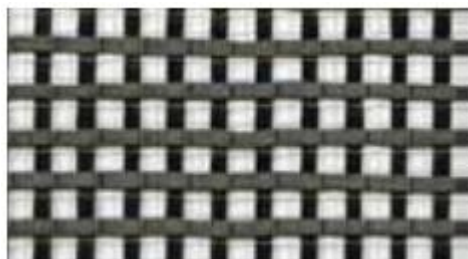
5.4.6 0,3 мм бастап 3 мм дейін жұқа ерітінді жіктерде қалау үшін ең жақсысы еуропалық тәжірибеде кеңінен қолданылатын композициялық материалдардан жасалған торлар болып табылады (5.5-сурет).

5.4.7 Тас қабырғалардың беттерін арматуралау үшін еуропалық тәжірибеде шыныталшықтардан және көміртекталшықтардан жасалған торлар кең қолданыс тапты (5.6-сурет). (0,1 – 0,2) мм қалыңдықтағы мұндай торлар болат арматураның беріктігінен бірнеше есе жоғары беріктілікке ие. Оларды тас қалауға бекіту түрлендірілген полимерлі қоспалары бар бейорганикалық минералды материалдардан жасалған қалыңдығы (5 - 8) мм арнайы тегістеме ерітінділерінде жүргізіледі. Осылай арматуралаудың ең жақсы нәтижесіне сейсмикалық әсерлерге бейімделген тас ғимараттар құрылысы кезінде қол жеткізіледі (осы құралдың Д қосымшасын қараңыз).



5.5-сурет – Жұқа көлденең ерітінді жіктерді арматуралауға арналған композициялық материалдардан жасалған арматуралық торлар [27,30]

а)



б)



5.6-сурет – Тас қабырғалардың беттерін арматуралауға арналған композициялық материалдардан жасалған Ruredil XMech 10 (а) және Ruregold Muratura XR (б) арматуралық торлары [37]

5.5 Толтыруға арналған бетон

Арматура және тас қалау арасындағы кеңістікті толтыруға арналған бетонның беріктік көрсеткіштерін бетон үлгілерінің сынақтары негізінде анықтау қажет. Тәжірибелік мәліметтер болмаған жағдайда толтыруға арналған бетонның осьтік сығылуға f_{ck} және қиылуға (жылжуға) f_{cvk} нормативтік кедергісінің мәнін 5.5-кесте бойынша қабылдау қажет.

5.5-кесте – ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 сәйкес толтыруға арналған бетон жылжуының нормативтік кедергілері

Бетон беріктігінің класы	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 және одан жоғары
f_{ck} , Н/мм ²	12	16	20	25
f_{cvk} , Н/мм ²	0,27	0,33	0,39	0,45

5.6 Арматураның толтырумен ұстасуы

5.6.1 [3.6.4(5)] Көлденең жіктерде арматуралық торларды (жазық қаңқаларды) қолданған кезде ұстасудың нормативтік беріктігін ҚР СТ EN 846-2 сәйкес сынақтар процесінде анықтау қажет немесе есептеуге тек бойлық шыбықтардың ұстасу беріктігін ғана алу қажет.

5.6.2 [3.6.4(3)] Қимасының өлшемдері 150 мм кем емес бетон элементтерінде немесе тас қалаумен қоршалған арматура орналасқан бетон элементте арматураның бетонмен ұстасу сынақтарының нәтижелері болмаған жағдайда ұстасудың нормативтік кернеу f_{bok} мәні (арматуралық шыбық беті ауданының МПа) 5.6-кесте бойынша алынады.

5.6.3 [3.6.4(4)] Қимасының өлшемдері 150 мм кем бетон элементтерінде (немесе ерітінді қабаттарда) немесе тас қалаумен қоршалмаған арматура орналасқан бетон элементте арматураның бетонмен ұстасу сынақтарының нәтижелері болмаған жағдайда ұстасудың нормативтік кернеу f_{bok} мәні (арматуралық шыбық беті ауданының МПа) 5.7-кесте бойынша алынады.

5.6-кесте – Тас қалаумен қоршалған элементтерде арматураның бетонмен ұстасуының нормативтік кернеуі [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

f_{bok} периодты профильді арматура және тоттанбайтын болаттан жасалған бұйымдар үшін, Н/мм ²	f_{bok} тегіс конструкциялық болат үшін, Н/мм ²	Бетонның сығылу беріктігінің класы
2,4	1,3	C12/15
3,0	1,5	C16/20
3,4	1,6	C20/25
4,1	1,8	C25/30 және одан жоғары

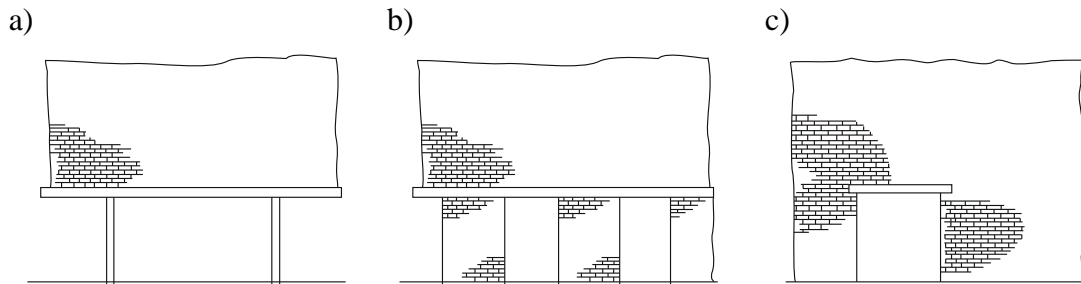
5.7-кесте – Тас қалаумен қоршалмаған элементтерде арматураның бетонмен және ерітіндімен ұстасуының нормативтік кернеуі [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

f_{bok} периодты профильді арматура және тоттанбайтын болаттан жасалған бұйымдар үшін, Н/мм ²	f_{bok} тегіс конструкциялық болат үшін, Н/мм ²	Сығылу беріктігі	
		бетон	ерітінді
0,5	0,5	Қолданылмайды	M2 – M5
1,0	0,7	C12/15	M5 – M9
1,5	1,2	C16/20	M10 – M14
2,0	1,4	C20/25	M15 – M19
3,4	1,4	C25/30 және одан жоғары	M20

6 ҚАБЫРҒАЛАРДЫ ИЛҮ КЕЗІНДЕ ЕСЕПТЕУ

6.1 Есептік модельдер

6.1.1 Қабырғалар жазықтығында иілуге рандарқалықтар немесе армобелдіктер арқылы темірбетон немесе болат ұстындарға, тас бағандарға немесе маңдайшаларға сүйенетін олардың бөліктерінде жұмыс істейді (6.1-сурет).

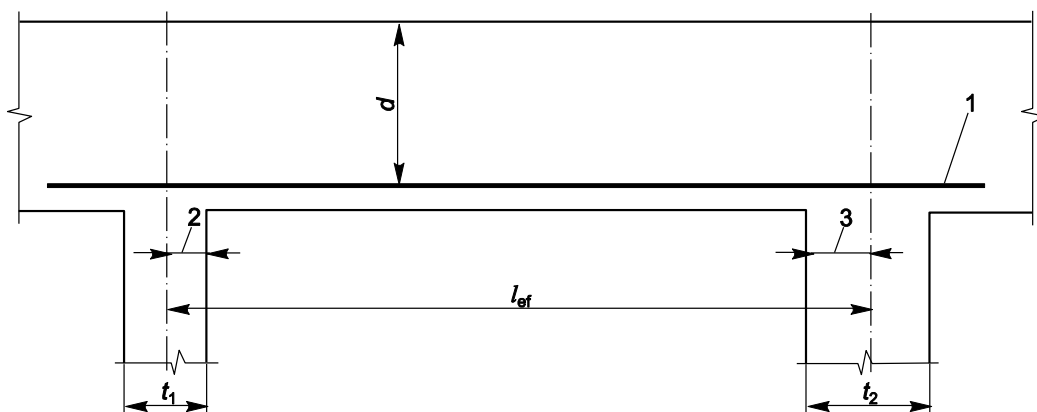


6.1-сурет – Темірбетон немесе болат ұстындарға (а), тас бағандарға (b) және маңдайшаларға (с) сүйенетін тас қабырға бөліктері

6.1.2 Тігінен жүктелген арматураланған арқалықтарға қуыс аралығының қуыс астындағы қабырғаның бүкіл ұзындығына қатынасы l_{cl}/h 2 артық болатын қабырғалардың бөліктері жатады. Төмен қатынастар кезінде қабырғалардың қарастырылып отырған бөліктерінің есептік моделі биік арқалықтар (арқалық-қабырғалар) болып табылады.

6.1.3 [5.5.2.2(1)] Биік Арқалықтардан (маңдайшалар, арқалық-қабырғалар) басқа бір аралықты және кесілмеген Арқалықтардың есептік (тиімді) аралығын l_{ef} екі мәндердің аз мәнін алуға болады (6.2-сурет):

- тірек осьтері арасындағы арақашықтық;
- тіректер арасындағы көрінетін қашықтық плюс көлденең қиманың жұмысшы биіктігі d .



1 - арматура;

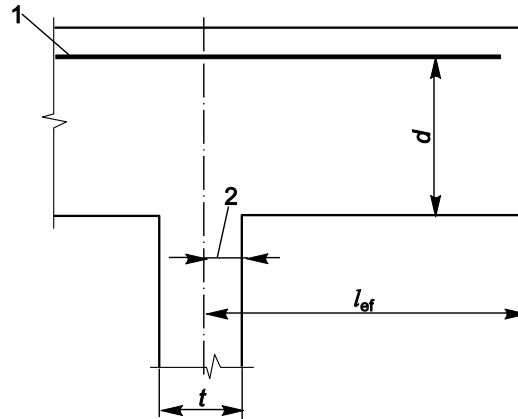
2 - $t_1/2$ немесе $d/2$ (екі мәндердің аз мәні қолданылады);

3 - $t_2/2$ немесе $d/2$ (екі мәндердің аз мәні қолданылады).

6.2-сурет – Бір аралықты немесе кесілмеген арқалықтың есептік (тиімді) аралығы [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

6.1.4 [5.5.2.2(2)] Консольдің есептік (тиімді) ұзындығына l_{ef} келесі екі мәндердің аз мәнін қабылдауға болады (6.3-сурет):

- консольдің шетжағы мен тірек осі арасындағы арақашықтық;
- консольдің шетжағы мен тірек жиегі арасындағы арақашықтық плюс көлденең қиманың жұмысшы биіктігінің жартысы d .

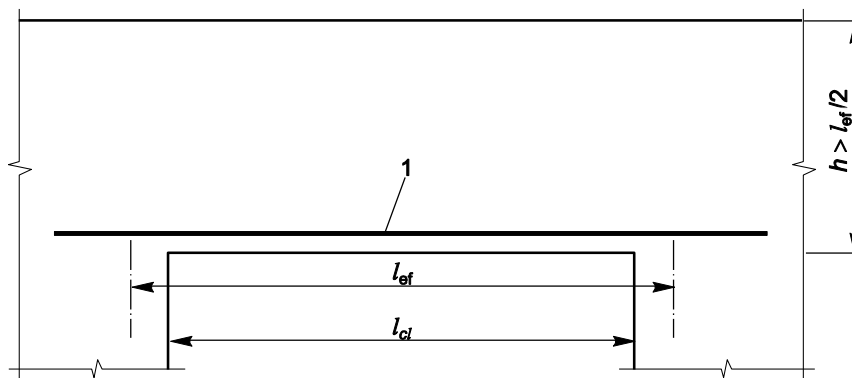


1 - арматура;

2 - $t/2$ немесе $d/2$; екі мәндердің аз мәні қолданылады

6.3-сурет – Консольдің есептік (тиімді) ұзындығы [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

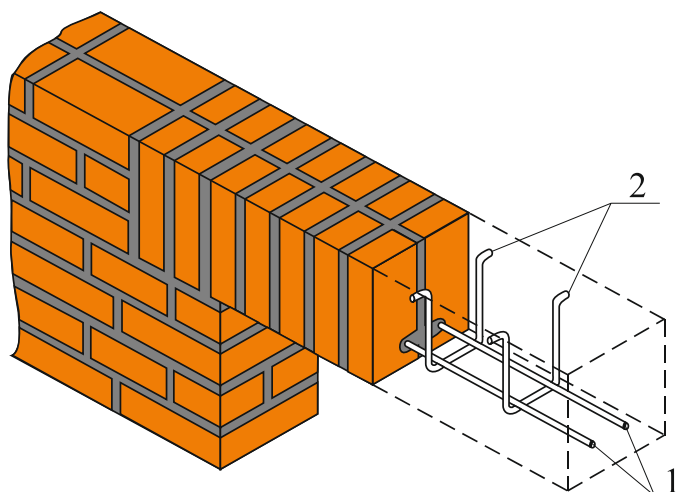
6.1.5 [5.5.2.3(1)] Тас қалаудан жасалған маңдайша, арқалық-қабырғаның есептік (тиімді) аралығы l_{ef} , $l_{ef} = 1,15l_{cl}$ ретінде анықтауға болады, мұндағы l_{cl} – аралықтағы ойықтың өлшемі (6.4-сурет).



1 – арматура

6.4-сурет – Тас қалаудан жасалған маңдайшаның есептік моделі [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

Арматураланған тас маңдайшаның мысалы 6.5-суретте келтірілген.



1 – бойлық созылған арматура, 2 - көлденең арматура

6.5-сурет – Иілетін тас маңдайшаларды арматуралау [3]

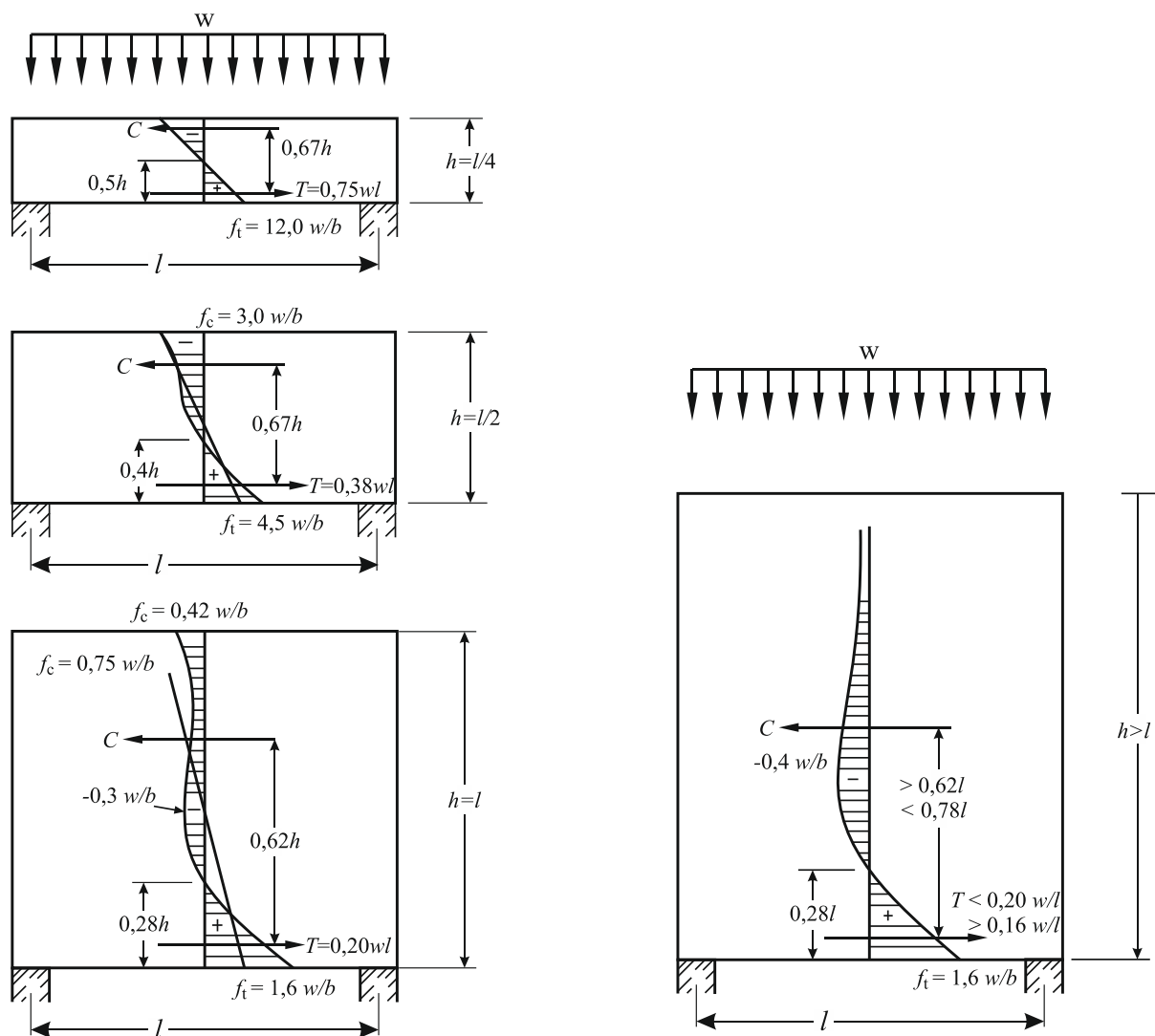
6.1.6 [5.5.2.5(1)] Тас қалаудың арматураланған элементінің аралығын 6.1-кестеге сәйкес шектеу қажет.

6.1-кесте – Есептік (тиімді) аралықтың иілетін арқалықтар мен маңдайшалардың (арқалық-қабырғалардың) жұмысшы биіктігіне қатынасының максималды шекті мәндері [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

	Тиімді аралықтың пайдалы биіктікке, l_{ef}/d , немесе тиімді қалыңдығына, l_{ef}/t_{ef} қатынасы	
	Маңдайшалар (арқалықтар-қабырғалар)	Арқалықтар
Бір аралықты	35	20
Кесілмеген	45	26
Екі осьті кернелген күйде	45	–
Консоль	18	7
ЕСКРЕТПЕ Тек жел жүктемелері әсеріндегі ғимараттардың бөлігі болып табылмайтын жеке тұрған қабырғалар үшін егер бұл қабырғаларда деформация салдарынан бүлінуі мүмкін тегістеме болмаса, қабырғаларға көрсетілген қатынастар мәндерді 30 % арттыруға болады.		

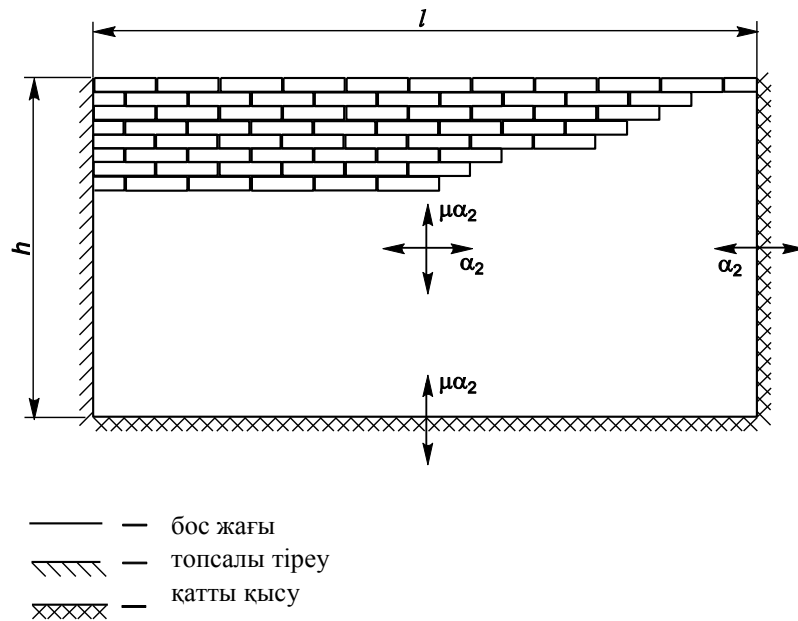
6.1.7 [5.5.2.3(2)] Маңдайшаға (арқалық-қабырғаға) жүктемелерді анықтаған кезде ені аралықтағы ойықтың өлшемі тең және биіктігі h қабырға учаскесіне әсер ететін барлық жүктемелерді ескереді. Бұл шарт, мысалға, тірек түйіндерді тұтас құймалы кесілмеген армобелдіктер ретінде құрастырған кезде тұтас құймалы аражабындардан немесе құрама плиталардан жасалған аражабындардан жоғары орналасқан конструкцияның басқа элементтері қабылдай алатын жүктемелерге таралмайды.

6.1.8 Арқалықтарға және арқалық-қабырғаларға түсетін ішкі күштерді құрылыс механикасы әдістерімен анықтау қажет. Біркелкі жүктемемен жүктеген кезде арматураланған арқалықтар және арқалық-қабырғалардың тік қималарына қалыпты кернеулерді бөлу эпюралары 6.6-суретте келтірілген. Күштерді (моменттерді) қайта бөлу әсерін ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 нұсқамаларына сәйкес ескеру қажет.



6.6-сурет – Арматураланған арқалықтар және арқалық-қабырғалардың тік қималарындағы қалыпты кернеулер эпюралары [11]

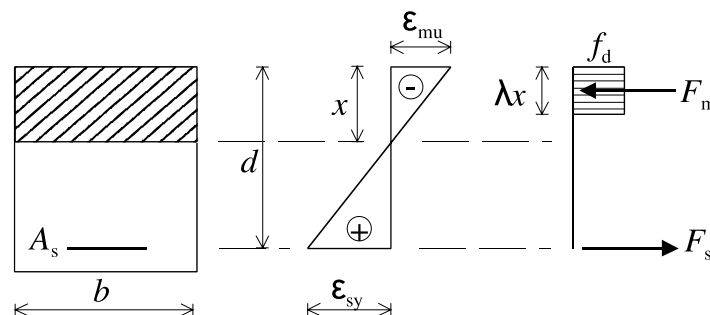
6.1.9 Қабырғалардың перпендикуляр жазығында көлденең жүктеменің әсері кезінде (жел жүктемелері, топырақтың бүйірлік қысымы) иілу моменттерін ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 С-қосымшасының есептік модельдеріне сәйкес анықтау қажет (6.7-сурет).



6.7-сурет – Көлденеңінен жүктелген қабырғаның есептік сызбасы ($\alpha_2, \mu\alpha_2$ – көрсетілген бағыттардағы иілу моменттерінің коэффициенттері) [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

6.2 Қабырға жазықтығында иілген кездегі көтергіш қабілеті

6.2.1 [6.6.2(3)] Арматураланған арқалықтардың иілу кезінде қиманың көтергіш қабілетін анықтаған кезде қиманың сығылған аймағындағы кернеудің тікбұрышты эпюрасын басшылыққа алуға болады (6.8-сурет). Бұл кезде арматура беріктігі созылған кезде нөлге тең болатын ұштасатын тас қалау ретінде деформацияланады деп болжанады. Арматураның созылған кездегі салыстырмалы деформациясын ε_s 0,01 мәнімен шектеу қажет.



6.8-сурет – Иілетін элемент қимасындағы деформациялар мен күштердің есептік сызбасы [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

6.2.2 [6.6.2(4)] Таза иілген кезде арматураланған тікбұрышты қима үшін қима беріктігін M_{Rd} формула бойынша анықтауға болады:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z, \quad (6.1)$$

мұнда иілетін арматуралас элемент қимасындағы күштердің ішкі жұбының иіні z өрнегінен анықталады:

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d, \quad (6.2)$$

мұндағы b – көлденең қима ені;

d – көлденең қиманың жұмысшы биіктігі;

A_s – бойлай созылған арматураның көлденең қимасының ауданы;

f_d – ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 нормасының 2.4.1-т. және 3.6.1-т. сәйкес жүктеме бағытындағы тас қалаудың есептік сығылу кедергісі және 2.4.1-т. және 3.3-т. сәйкес толтыруға арналған бетонның есептік созылу кедергісі мәндерінің ең кішісі;

f_{yd} – созылған кезде кернелмейтін арматураның есептік кедергісі.

6.2.3 [6.6.2(5)] Консольді учаскелердің иілуі кезінде M_{Rd} көтергіш қабілетті анықтаған кезде есептік сығылу кедергісін f_d 6.8-суретке сәйкес қиманың сығылған қырынан өлшенген кесіндіде λ_x алуға болады. Бұл кезде M_{Rd} мәні формула бойынша анықталады:

– жеңіл бетоннан жасалған блоктардан басқа 1-топ тастары (блоктары) үшін

$$M_{Rd} \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad (6.3)$$

– 2,3 және 4-топтарының тастары (блоктары) және 1-топтың жеңіл бетонынан жасалған блоктар үшін

$$M_{Rd} \leq 0,3 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2, \quad (6.4)$$

мұндағы f_d – тиісті бағыттағы тас қалаудың есептік сығылу кедергісі;

b – көлденең қима ені;

d – көлденең қиманың жұмысшы биіктігі;

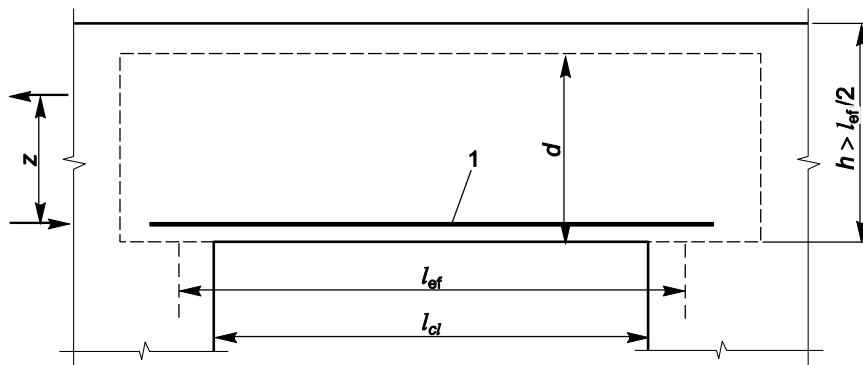
x – қиманың сығылған аймағының биіктігі.

6.2.4 [6.6.4(1)] Биік Арқалықтар сияқты көлденең жүктемелерді қабылдайтын қабырға бөліктері үшін армотас конструкция элементінің иілуі кезіндегі қима беріктігі M_{Rd} (6.1) формуласы бойынша анықталады:

мұндағы A_s – арқалықтар қимасының төменгі (созылған) бөлігіндегі созылған арматураның көлденең қимасының ауданы;

f_{yd} – арматураның есептік кедергісі;

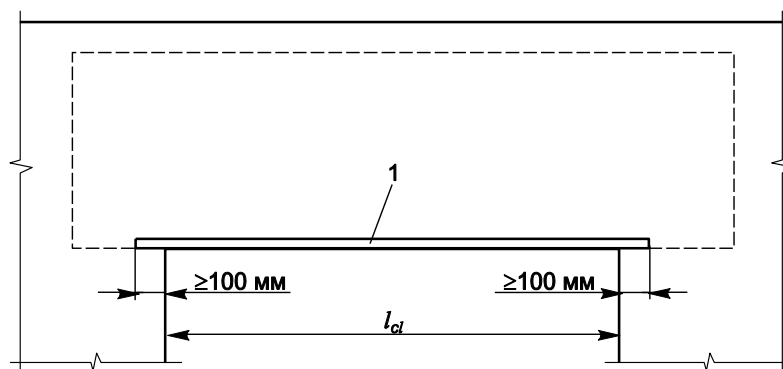
z – келесі екі мәндердің: $z = 0,7 \cdot l_{ef}$ немесе $z = 0,4 \cdot h + 0,2 \cdot l_{ef}$ азын қабылдау қажет иілетін армотас элемент қимасындағы күштердің ішкі жұбының иіні. Бұл кезде есептік учаскенің биіктігі $d = 1,25 \cdot z$ (6.9-сурет) тең деп қабылданады.



1 - арматура

6.9-сурет - Биік Арқалықтың есептік моделі [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

6.2.5 [6.6.5(1)] Созылған белдік түзе, үстінде орналасқан тас қалаумен жалғауда өзара әрекеттесетін, қаттылығы тас қалау қаттылығымен салыстырған кезде аз болатын, арматураланған темірбетон, соның ішінде алдын ала кернелген құрама маңдайшалар үшін көтергіш қабілетін есептеуді 6.2.4 көрсетілген ережелер бойынша жүргізуге болады. Маңдайшалар тірегінің ұзындығы 100 мм кем болмауы тиіс (6.10-сурет).

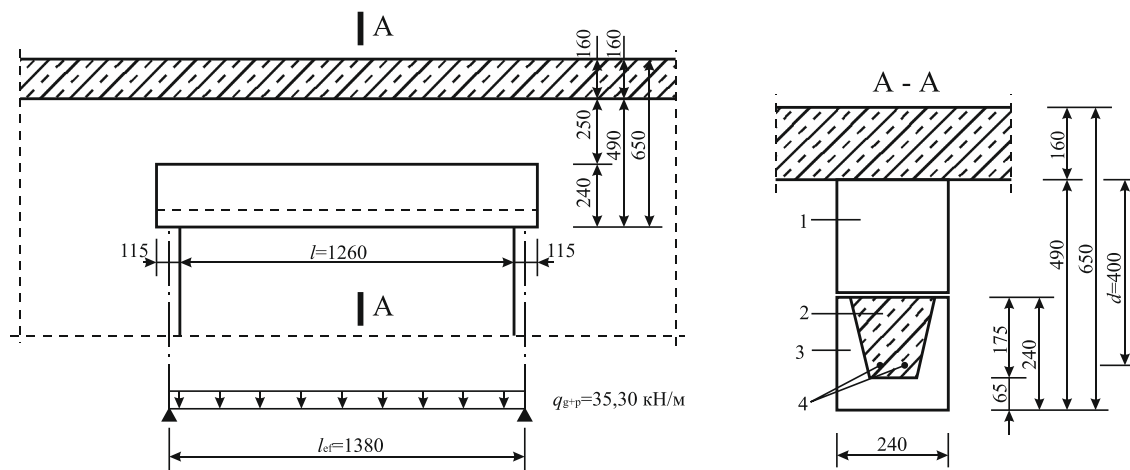


1 – құрама жазық маңдайша

6.10-сурет – Үстінде тас қалау орналасқан қабырға тірегі ретіндегі жазық темірбетон маңдайша [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]**1-МЫСАЛ**

Берілді: С 20/25 класының арматураланған бетонымен толтырылған бетон астау түрінде жасалған тас қабырғаның терезе ойығы үстіндегі арматураланған маңдайша (6.11-сурет). Қабырғалардың қалауы беріктігі $f_m = 5,0$ МПа ерітіндіде беріктігі $f_b = 15$ МПа толық денелі силикатты тастардан жасалған. Қалауы бар аражабынның жеке салмағынан және пайдалы жүктемеден жалпы есептік жүктеме $q_{g+p} = 35,3$ кН/м құрайды.

Талап етіледі: Маңдайшаның көлденең арматурасының талап етілетін қимасын анықтау қажет.



1 – тас қалау, 2 – толтыру бетоны, 3 – зауыттық дайындалған бетон элемент, 4 – арматура
6.11-сурет – Арматураланған маңдайша есебіне (өлшемдері мм)

Шешімі

Маңдайшаның тиімді ұзындығы

$$l_{ef} = 0,115/2 + 1,26 + 0,115/2 = 1,38 \text{ м.}$$

Маңдайша қимасының темірбетон аражабын деңгейіне дейін толық биіктігі $h = 0,49 \text{ м}$ (6.11-сурет) құрайды. ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 5.5.2.3-т. сәйкес $h/1,15 \cdot l = 0,49/1,15 \times 1,26 = 0,34 < 0,5$ болғандықтан маңдайшаны келесі күштердің әсеріне арқалық ретінде есептеу қажет:

$$M_{Ed} = q_{g+p} l^2 / 8 = 35,3 \times 1,38^2 / 8 = 8,4 \text{ кНм,}$$

$$V_{Ed} = q_{g+p} l / 2 = 35,3 \times 1,38 / 2 = 24,4 \text{ кН.}$$

Материалдардың есептік беріктік сипаттамаларын анықтаймыз:

- тас қалау (қауіпсіздік коэффициенті $\gamma_m = 1,7$):

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,55 \times 15^{0,7} \times 5^{0,3} = 5,9 \text{ МПа,}$$

$$f_d = f_k / \gamma_m = 5,9 / 1,7 = 3,5 \text{ МПа;}$$

- толтыру бетоны 5.5-кесте деректеріне сәйкес

$$f_{ck} = 20 \text{ МПа;}$$

- болат арматура (қауіпсіздік коэффициенті $\gamma_s = 1,15$)

$$f_{yk} = 500 \text{ МПа, } f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа;}$$

(6.1) және (6.2) теңдеулерін бірлесе шешуден арматура қимасы ауданының жуықталған мәнін табамыз:

$$A_s = b \cdot d \frac{f_d}{f_{yd}} - \sqrt{\left(\frac{b \cdot d \cdot f_d}{f_{yd}}\right)^2 - 2 \cdot M_{sd} \frac{b \cdot f_d}{f_{yd}^2}} =$$

$$= \left\{ 0,24 \times 0,40 \times \frac{3,5}{435} - \left[\left(0,24 \times 0,40 \times \frac{3,5}{435} \right)^2 - 2 \times 11,57 \times 10^{-3} \times \frac{0,24 \times 3,5}{435^2} \right]^{0,5} \right\} 10^4 = 0,69 \text{ см}^2.$$

$z = 0,9d$ кезінде арматура қимасы ауданының талап етілетін шамасын $M_{Ed} = M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$ шартынан табуға болады:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{11,57 \times 10}{435 \times 0,9 \times 0,40} = 0,74 \text{ см}^2 > 0,69 \text{ см}^2.$$

(6.2) шартының орындалуын тексереміз

$$z = 0,40 \left[1 - 0,5 \times \frac{0,69 \times 10^{-4} \times 435}{0,24 \times 0,40 \times 3,49} \right] = 0,38 \text{ м} = 0,95 \times 0,4 = 0,38 \text{ м}.$$

Ені $b = 24 \text{ см}$ (6.8-сурет) тас қалаудың сығылған аймағының көтергіш қабілеті

$$M_{Rd} \leq \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 = 0,4 \times 3,5 \times 0,24 \times 0,4^2 \times 10^3 = 53,6 \text{ кН/м},$$

мұндағы $\beta = 0,4$ 1-топ тастары үшін.

Иілу кезіндегі көтергіш қабілет шарты

$$M_{Ed} = 8,4 \text{ кНм} < M_{Rd} = 53,6 \text{ кН/м}$$

орындалады.

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 8.2.3-т. сәйкес арматураның талап етілетін минималды ауданы

$$A_s = 0,0005 \cdot d \cdot b = 0,0005 \times 24 \times 40 = 0,48 \text{ см}^2.$$

Арматураны қима ауданымен диаметрі 8 мм екі шыбықтар түрінде аламыз.

$$A_s = 1,01 \text{ см}^2 > 0,69 \text{ см}^2.$$

Қалау қимасын қабырғаға перпендикуляр әсер ететін көлденең күш әсеріне тексереміз. ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 нормасының 3.4-кестесі бойынша қалаудың жылжуға сипаттамалы кедергісін табамыз $f_{vk0} = 0,15 \text{ МПа}$.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d = f_{vk0} + 0,4 \cdot V_{Ed} / b = 0,15 + 0,4 \times 24,4 \times 10^{-3} / 0,24 = 0,19 \text{ МПа}$$

5.5-кестеге сәйкес бетонның кесілуге кедергісі $f_{cvk} = 0,39 \text{ МПа}$.
 $f_{cvk} = 0,39 > \text{МПа}$ $f_{cvk} = 0,19 \text{ МПа}$ болғандықтан жылжуға қалауды беріктігі төмен материал ретінде есептейміз.

Қалаудың есептік кедергісі $f_{vd} = f_{vk0} / \gamma_m = 0,19 / 1,7 = 0,11 \text{ МПа}$.

Жылжу кезіндегі қалаудың көтергіш қабілетін тірек жиегінен $d/2$ қашықтықтағы, яғни $a_x = 0,115/2 + 0,4/2 = 0,26$ м қашықтықтағы қимада анықтаймыз.

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 6.7.3-т. сәйкес коэффициентті анықтаймыз:

$$\frac{2 \cdot d}{a_x} = \frac{2 \times 0,40}{0,26} = 3,1 < 4.$$

Жылжу кезіндегі беріктік

$$f_{vd} = 3,1 \times 0,136 = 0,421 > 0,3 \text{ МПа.}$$

Жылжу кезіндегі қалаудың көтергіш қабілеті

$$V_{Rd} = V_{Rd1} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 0,3 \times 10^3 \times 0,24 \times 0,4 = 28,8 \text{ кН.}$$

Жылжу кезінде көтергіш қабілетті қамтамасыз ету шарты

$$V_{Rd} = 28,8 \text{ кН} > V_{Ed} = 24,4 \text{ кН}$$

орындалады.

2-МЫСАЛ.

Берілді: Әрқайсысының қалыңдығы $t = 12$ см беттік тас қабаттардан және C20/25 класының бетонымен толтырылған қалыңдығы $c = 10$ см ішкі қабаттан тұратын қимасы $h \times b = 45 \times 34$ см терезе үстіндегі маңдайша (6.12-сурет). Маңдайша әр жағынан 10 см тереңдікте тас қабырғаларға тіреледі. Терезе ойығының көрінетін ені $l = 1,2$ м құрайды. Беттік қабаттары цемент-әктас ерітіндісіндегі 1-топ керамикалық тастарынан жасалған (сығылу кезіндегі қалаудың сипаттамалық кедергісі $f_k = 5,94$ МПа). Төменгі аймағында маңдайша $d = 42$ см қашықтықта қима биіктігі бойынша орналасқан диаметрі 20 мм ($A_s = 3,14 \text{ см}^2$) дара бойлық шыбықпен арматураланған. Арматура болатының сипаттамалық кедергісі $f_{yk} = 500$ МПа құрайды.

Талап етіледі:

Маңдайшаға біркелкі таралған жүктеменің q есептік мәнін анықтау қажет.

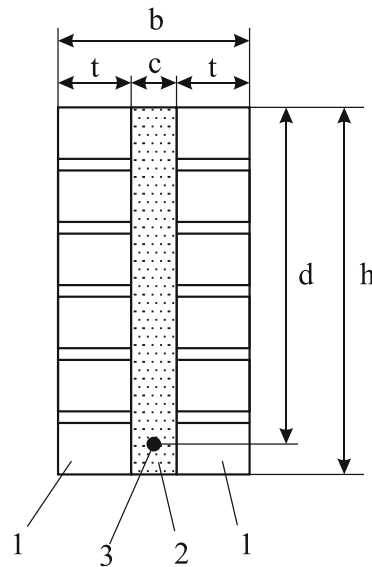
Шешімі

маңдайшалар аралықтарының тиімді ұзындығын анықтаймыз

$$l_{ef} = 1 + 0,1 = 1,2 + 0,1 = 1,3 \text{ м.}$$

6.1-кестеге сәйкес тиімді аралықтың маңдайшаның пайдалы биіктігіне қатынасы

$$l_{ef}/d = 1,3/0,42 = 3,1 < 20.$$



1 – тас қабаттар, 2 – ішкі бетон қабаты, 3 - арматура

6.12-сурет – Арматурананған тас маңдайшаның тік қимасы

Тас қалаудың есептік сығылу кедергісі

$$f_d = f_k / \gamma_m = 5,94 / 1,7 = 3,49 \text{ МПа.}$$

Бетонның есептік сығылу кедергісі

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_m = 20 / 1,5 = 13,3 \text{ МПа.}$$

5.5-кестеге сәйкес $f_{cvk} = 0,39 \text{ МПа}$ кезіндегі бетонның есептік жылжу кедергісі

$$f_{cvd} = f_{cvk} / \gamma_m = 0,39 / 1,5 = 0,26 \text{ МПа.}$$

Арматураның есептік кедергісі

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа.}$$

Аралық қабырғаның қимасы біртекті болмағандықтан, оның енін ең берік материал бетонға жуықтатылған түрде анықтаймыз. Толтыруға арналған бетонның серпімділік модулі ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011, 3.1-кестесіне сәйкес $E_{cm} = 30000 \text{ МПа}$ құрайды. Керамикалық тастардан жасалған қалаудың серпімділік модулін EN 1052-1 сәйкес мына теңдеуден анықтаймыз:

$$E_b = K_E f_k = 1000 \times 5,94 = 5940 \text{ МПа.}$$

Маңдайша қимасының келтірілген ені

$$b_e = c + 2 \cdot t \cdot E_b / E_{cm} = 10 + 2 \times 12 \times 5940 / 30000 = 14,75 \text{ см.}$$

(6.2) формуласы бойынша қиманың бейтарап осінің орналасқан орнын анықтаймыз

$$z = 45 [1 - 0,5 \times 3,14 \times 435 / (14,75 \times 42 \times 13,3)] = 41,3 \text{ см} > 0,95 \cdot d = 0,95 \times 42 = 39,9 \text{ см.}$$

Соңында $z = 39,9$ см деп аламыз.

Иілу кезіндегі маңдайша қимасының көтергіш қабілетін (6.1) Формула бойынша анықтаймыз

$$M_{Rd} = 3,14 \times 435 \times 39,9 \times 10^{-4} = 5,45 \text{ кНм.}$$

Иілу кезінде маңдайшаның көтергіш қабілетін қамтамасыз ету шарттарынан

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} = q \cdot l^2 / 8,$$

маңдайшаға түсетін ізделіп жатқан есептік жүктемені анықтаймыз

$$q = 8 \cdot M_{Rd} / l^2 = 8 \times 5,45 / 1,3^2 = 25,8 \text{ кН/м.}$$

Жылжу кезінде маңдайшаның көтергіш қабілетін анықтаймыз

$$V_{Rd} = V_{Rd1} = f_{cvt} \cdot b_e \cdot d = 0,26 \times 10^3 \times 0,1475 \times 0,42 = 16,1 \text{ кН.}$$

Жылжу кезінде маңдайшаның көтергіш қабілетін қамтамасыз ету шарттарынан

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} = q \cdot l / 2,$$

маңдайшаға түсетін ізделіп жатқан есептік жүктемені анықтаймыз

$$q = 2 \cdot V_{Rd} / l = 2 \times 16,1 / 1,3 = 24,8 \text{ кН/м.}$$

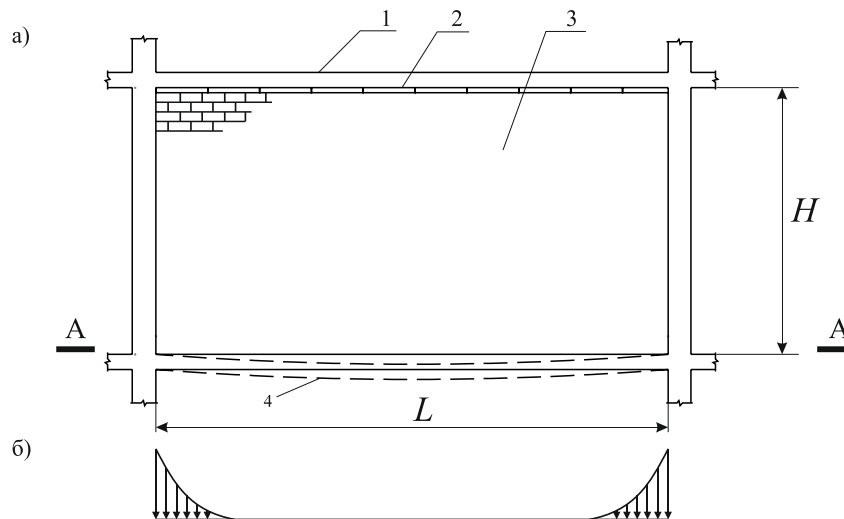
Төмен мәнді қабылдаймыз $q = 24,8 \text{ кН/м.}$

3-МЫСАЛ

Берілді: Ұяшық ұзындығы $L = 6,0$ м және биіктігі $H = 3,0$ м (6.13-сурет) қаңқалы темірбетон ғимараттың сыртқы қабырғаларының тас қабырғалық өздігінен көтергіш толтырғышы. Толтырғыш қалау көлемдік салмағы $0,6 \text{ кН/м}^3$ ұяшықты бетонды блоктардан жасалған жұқа ерітінді жіктерінде жасалған. Қалаудың есептік созылу кедергісі $0,12 \text{ МПа}$ құрайды. Қалау және үстіңгі аражабын арасында көлденең деформациялық жік бар. Ұзақ мерзімді әсер ететін пайдалы жүктеме кезінде аражабынның темірбетон плитасы қосымша иіледі, нәтижесінде тас толтырғыш және плита арасында түйіспе бұзылады. Бұл кезде қабырғалық толтырғыштан аражабынға тірек қысымы соңғы учаскелері арқылы беріледі (6.13б-сурет), ал толтырғыштың өзі иілуге биік арқалық сияқты өз салмағы әсерінен жұмыс істейді.

Талап етіледі:

Иілу кезіндегі тас толтырғыштың көтергіш қабілетін тексеру қажет, қажет болған жағдайда оның күшін көлденең арматура түрінде жобалау қажет.

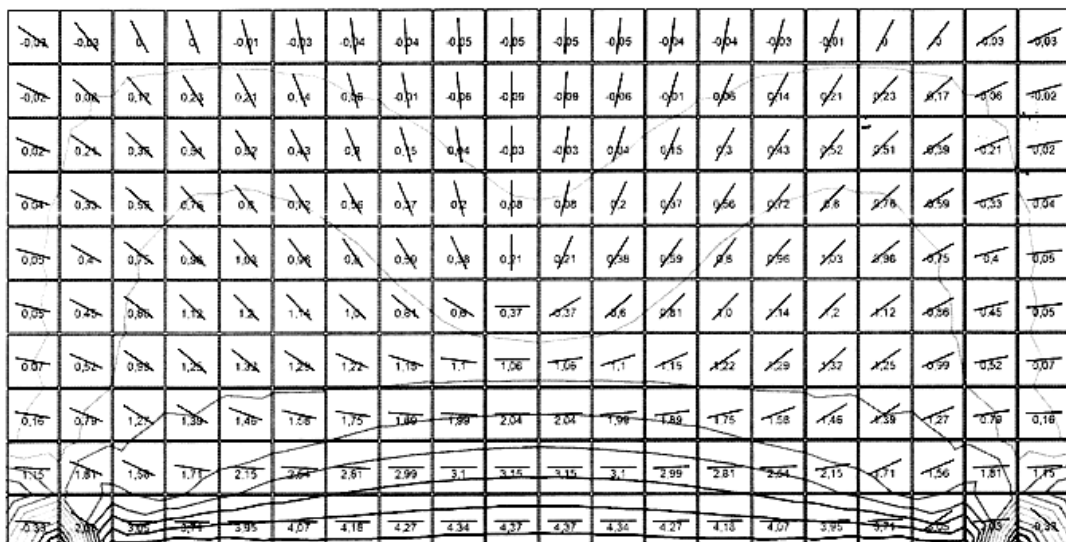


1 – темірбетон аражабын, 2 – көлденең деформациялық жік, 3 – тас толтырғыш, 4 – темірбетон аражабынның иілімі

6.13-сурет - Қаңқалы ғимараттың тас қабырғалы толтырғышы: а) – қабырғаның қасбеті, б) – А-А қимасындағы сығушы түйіспелі кернеулер.

Шешімі

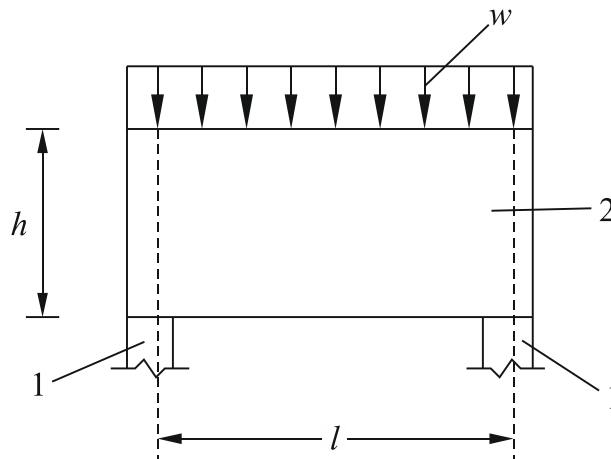
6.13б-суретке сәйкес тіректе шекаралас жағдайлар кезінде өз салмағы әсерінен тас толтырғыштың кернелген күйін анықтаймыз. Есептеуді SKAD бағдарламалық кешенін қолданумен сандық әдіспен орындаймыз. 6.14-суретте есептеумен алынған тас толтырғыштағы негізгі созылмалы кернеулердің траекториялар өрісі келтірілген. Олардың талдауынан ең көп кернелген күй толтырудың төменгі аймағында орналасқанын көрсетеді, мұндағы максималды созу кернеуі $4,37 \text{ т/м}^2 = 0,0437 \text{ МПа}$ құрайды, бұл $0,12 \text{ МПа}$ тең қалаудың есептік созылу кедергісінен аз. Осылай тас толтырғыштың көтергіш қабілеті қамтамасыз етілген болып табылады, оны арматуралаудың қажеті болмайды.



6.14-сурет - Тас толтырғыштағы негізгі созылмалы кернеулер траекториялары (мәні т/м^2)

4-МЫСАЛ

Берілді: Бойлық қабырғалары темірбетон жақтауға тірелетін көп қабатты үйдің шетжағының тас қабырғасы. Қалыңдығы 0,38 м шетжақ қабырға 1-топтың керамикалық тастарынан жасалған. Темірбетон аражабын арқылы бірінші қабат қабырғасына берілетін жалпы есептік біркелкі бөлінген жүктеме $w = 45 \text{ кН/м}$ құрайды. Қабат биіктігі $h = 3,0 \text{ м}$ құрайды, ал темірбетон тіректер осьтері арасындағы арақашықтық $l = 6,0 \text{ м}$ (6.15-сурет).



1 – темірбетон бойлық жақтаулар, 2 – бірінші қабаттың шетжақты қабырғасы

6.15-сурет – Гимараттың шетжағының тас қабырғасының есептік сызбасы

Талап етіледі: Шетжақ қабырғаның төменгі созылған аймағындағы көлденең арматураның талап етілетін қимасын анықтау қажет.

Шешімі

Қабырғаның тиімді ұзындығы $l_{ef} = l = 6,0 \text{ м}$ құрайды. $l_{ef}/h = 6,0/3,0 = 2$ болғандықтан қабырғаның есептік моделі ретінде биік арқалық алынады. 6.6-суретке сәйкес қабырғаның төменгі бөлігіндегі тең әсер ететін созылмалы кернеу шамасын анықтаймыз.

$$T = 0,38 \cdot w \cdot l_{ef} = 0,38 \times 41 \times 6 = 93,5 \text{ кН}$$

Арматуралау ретінде сипаттамалық кедергісі $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ шыбықтарды аламыз.

Арматураның есептік кедергісі

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа}$$

Арматураның талап етілетін қимасының ауданы

$$A_s = T / f_{yd} = 93,5 \times 10^3 / 435 = 215 \text{ мм}^2$$

Диаметрі 6 мм 4 шыбықтардан тұратын арматуралық торларды аламыз. Торларды әрқайсысына 4 шыбықтан екі аралас көлденең ерітінді жіктеріне орналастырамыз. Шыбықтар қимасының жалпы ауданы $A = 226 \text{ мм}^2 > A_s = 215 \text{ мм}^2$. Торларды арматуралық шыбықтардың ауырлық орталығынан бірінші қабат қабырғасының үстіне дейінгі $d = 0,95h = 0,95 \times 3,0 = 2,85 \text{ м}$ қашықтыққа қоямыз.

6.3 Қабырға жазықтығынан иілген кездегі көтергіш қабілеті

[6.6.2.(9)] Егер көлденең жіктерде арматуралық торлары бар қабырғаларда иілу моменті коэффициентін α (ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 5.5.5-т. қараңыз) анықтау үшін иілуге қалау белдігінің жұмысы кезінде көлденең жіктердің арматурасының беріктігі ескерілсе, онда келесі формула бойынша көлденең жіктердің арматураланған аймағының осындай қалыңдықтағы арматураланбаған аймақтың қабылданатын иілу моментіне теңестіру арқылы көлденең жіктерге перпендикуляр (байланған қима бойынша) жазықтықта тас қалаудың иілуі кезіндегі жоғары есептік созылу кедергісін $f_{xd2,app}$ қолдануға болады

$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot z}{t^2}, \quad (6.5)$$

мұндағы f_{yd} – көлденең жіктердің кернелмейтін арматурасының есептік кедергісі;

A_s – көлденең жіктердің 1 метрге сығылған арматурасының көлденең қимасының ауданы;

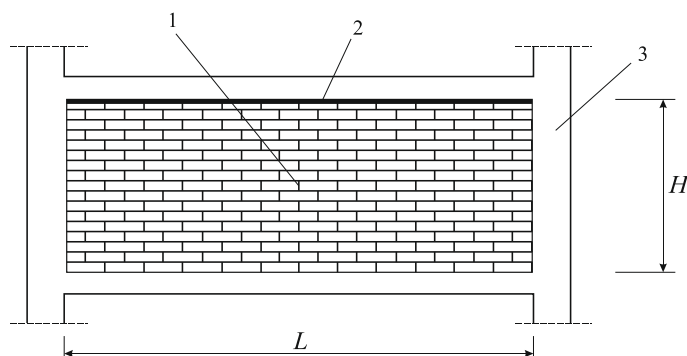
t – қабырға қалыңдығы;

z – (6.2) формулаға сәйкес иілетін арматуралас элемент қимасындағы z күштердің ішкі жұбының иіні.

1-МЫСАЛ

Берілді: Беріктігі $f_m = 5,0$ МПа ерітіндідегі сығылу беріктігі $f_b = 13,2$ МПа қуысты керамикалық блоктардан жасалған қалыңдығы $t = 25$ см қалау түріндегі тас толтырғышы бар темірбетон қаңқа (6.16-сурет). Ұзындығы $L = 6,0$ м және биіктігі $H = 2,6$ м өздігінен көтергіш тас толтырғыш бір уақытта ғимарат қаңқасының тік элементтері бар анкерлі байланысты толтырғыш болып табылатын көлденең дәнекерленген торлармен арматураланған. Торлар биіктігі H бойынша $h = 0,5$ м қадаммен орнатылған және 5.2а-суретке сәйкес болаттан жасалған ($f_{yd} = 435$ МПа, $A_s = 0,144$ см²).

Талап етіледі: Өз жазықтығынан иілген кезде оның көтергіш қабілеті шартынан қабырғаға түсетін көлденең біркелкі бөлінген жүктеменің q шекті мәнін анықтау қажет.



1 - тас қалау, 2 – көлденең деформациялық жік саңылау, 3 – темірбетон қаңқа

6.16-сурет – Темірбетон қаңқалы ғимаратты толтырудың тас қабырғасы

Шешімі

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, Е қосымшасына сәйкес қабырғаның есептік сызбасын А шартына сәйкес қабылдаймыз.

Сығылған кезде (5.1) формула бойынша қалаудың сипаттамалы беріктігін анықтаймыз.

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,35 \times 13,2^{0,7} \times 5,0^3 = 3,45 \text{ МПа},$$

мұнда 5.2-кесте бойынша $K = 0,35$.

$\gamma_m = 1,7$ қауіпсіздік коэффициенті кезінде сығылу кезіндегі қалаудың есептік кедергісі $f_d = f_k / \gamma_m = 3,45 / 1,7 = 2,03 \text{ МПа}$ құрайды.

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 3.6.3-т. сәйкес әдеттегі ерітінді жіктердегі қабырға жазықтығынан иілген кездегі қалаудың сипаттамалық кедергілері $f_{xk1} = 0,1 \text{ МПа}$, $f_{xk2} = 0,4 \text{ МПа}$ құрайды. $\gamma_m = 1,7$ қауіпсіздік коэффициенті кезінде қалаудың есептік кедергісі: $f_{xd1} = 0,06 \text{ МПа}$, $f_{xd2} = 0,24 \text{ МПа}$.

Қалаудың $1,0 \text{ м}$ оның қима биіктігіндегі созылған аймағындағы арматура қимасының ауданы $A_s = 0,144 / 0,5 = 0,288 \text{ см}^2$ құрайды.

(6.2) формулаға сәйкес ені $b = 1,0 \text{ м}$ қабырға қимасындағы күштердің ішкі жұбының иінін анықтаймыз:

$$z = 25[1 - 0,5 \times 0,288 \times 435 / (100 \times 25 \times 2,03)] = 24,9 \text{ см} > 0,95 \times 25 = 23,75 \text{ см},$$

$z = 23,75 \text{ см}$ аламыз.

(6.5) формула бойынша арматураның әсері ескере отырып, иілу кезіндегі қалау беріктігінің мәнін түзетеміз:

$$f_{xd2app} = \frac{6 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot z}{t^2} = 6 \times 0,288 \times 435 \times 23,75 / 25^2 = 28,6 \text{ МПа}.$$

Қима ені $b = 1,0 \text{ м}$ ($W = b \cdot t^2 / 6 = 1,0 \times 0,25^2 / 6 = 10,42 \times 10^{-3} \text{ м}^3$) қабырға бөлігі иілген кездегі көтергіш қабілетін анықтаймыз:

- тік жазықтықта

$$M_{Rd1} = f_{xd1} \cdot W = 0,06 \times 10^3 \times 10,42 \times 10^{-3} = 0,63 \text{ кНм};$$

- көлденең жазықтықта

$$M_{Rd2} = f_{xd2,app} \cdot W = 28,6 \times 10^3 \times 10,42 \times 10^{-3} = 298 \text{ кНм}.$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, Е қосымшасына сәйкес ізделіп жатқан көлденең жүктемеден иілу моменттерін анықтау үшін келесі параметрлерді анықтау қажет:

$$\mu = f_{xk1} / f_{xk2} = 0,1 / 0,4 = 0,25,$$

$$H/L = 2,6 / 6 = 0,43,$$

$$\alpha = 0,063.$$

Көлденең жүктемелердің q иілу моменттерін M_{Ed} тиісті бағыттардағы қабырғаның көтергіш қабілеттеріне M_{Rd} теңестіре отыра, жүктеменің q сандық мәнін анықтаймыз:

$$q_1 = M_{Rd1} / (\mu \cdot \alpha \cdot L^2) = 0,63 / (0,25 \times 0,063 \times 6^2) = 1,1 \text{ кН/м}^2,$$

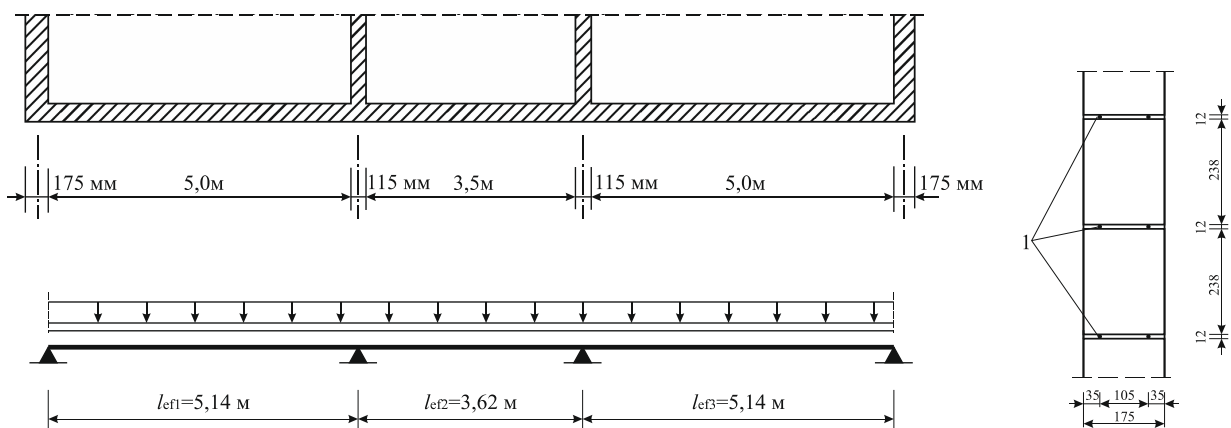
$$q_2 = M_{Rd2} / (\alpha \cdot L^2) = 298 / (0,063 \times 6^2) = 110 \text{ кН/м}^2.$$

Көлденең жүктеменің шекті мәні ретінде алынған мәндердің азын аламыз, яғни $q = 1,1 \text{ кН/м}^2$.

2-МЫСАЛ

Берілді: Беріктігі $f_m = 5,0 \text{ МПа}$ ерітіндідегі сығылу беріктігі $f_b = 7,5 \text{ МПа}$ қуысты керамикалық блоктардан жасалған үйдің қалыңдығы $t = 17,5 \text{ см}$ шетжақты өздігінен көтергіш қабырға. Қабырға қалауы Қабырға қалауы беріктігі $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ көлденең өзектермен арматураланған (көлденең жікте екіден) (6.17-сурет). Тас қалау және арматура үшін қауіпсіздік коэффициенттері $\gamma_m = 1,7$ және $\gamma_s = 1,15$ құрайды.

Талап етіледі: Қабырғаға $w_d = 1,2 \text{ кН/м}^2$ есептік жел жүктемесі әсер еткен кездегі қалауды арматуралаудың талап етілетін шамасын анықтау қажет.



1 - арматура

6.17-сурет – Жел жүктемесі w әсерінен иілуге тас ғимараттың шетжақ қабырғасын есептеуге

Шешімі

Қабырғаның есептік сызбасы ретінде қима биіктігі $t = 17,5 \text{ см}$ және ені $b = 100 \text{ см}$ кесілмеген үш аралықты Арқалықты аламыз. Әр аралықтағы қабырғаның тиімді ұзындығы

$$l_{ef1} = l_{ef2} = 0,175/2 + 5,0 + 0,175/2 = 5,15 \text{ м},$$

$$l_{ef3} = 0,175/2 + 3,5 + 0,175/2 = 3,62 \text{ м}$$

құрайды.

6.17-суреттегі А-А қабырға қимасының жұмысшы биіктігі

$$d = 35 + 105 = 140 \text{ мм} = 0,14 \text{ м}$$

құрайды.

Шарттың орындалуын тексереміз.

$$l_{ef1}/d = 36,7 < 45.$$

$w_d = 1,2$ кН/м жүктеме әсерінен Арқалықтарды статикалық есептеу нәтижесінде $M_{Ed} = 3,08$ кНм шамасындағы ең үлкен иілу моменттері және $V_{Ed} = 3,67$ кН көлденең күштер ортаңғы тіркелердің үстінде болатындығы анықталды.

Тас қалау материалы және арматураның есептік кедергісі

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,25 \times 0,75^{0,7} \times 5,0^{0,3} = 1,66 \text{ МПа},$$

$$f_d = f_k / \gamma_m = 1,66 / 1,7 = 0,98 \text{ МПа},$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3,45 / 1,7 = 2,03 \text{ МПа}.$$

(6.1) және (6.2) теңдеулерін бірге шеше отырып, арматура қимасы ауданының жуықтаған мәнін табамыз

$$A_s = b \cdot d \cdot \frac{f_d}{f_{yd}} - \sqrt{\left(\frac{b \cdot d \cdot f_d}{f_{yd}} \right)^2 - 2 \cdot M_{sd} \frac{b \cdot f_d}{f_{yd}^2}} =$$

$$= \left\{ 1,00 \times 0,14 \times \frac{0,98}{435} - \left[\left(1,00 \times 0,14 \times \frac{0,98}{435} \right)^2 - 2 \times 3,08 \times 10^{-3} \frac{1,00 \times 0,98}{435^2} \right]^{0,5} \right\} 10^4 = 0,55 \text{ см}^2/\text{м}.$$

$z = 0,9d$ кезіндегі арматура қимасы ауданының талап етілетін шамасын $M_{Ed} = M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$ шартынан табуға болады:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{3,08 \times 10}{435 \times 0,9 \times 0,14} = 0,56 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Шарттың орындалуын тексереміз (6.2)

$$z = 0,14 \left[1 - 0,5 \times \frac{0,55 \times 10^{-4} \times 435}{1,00 \times 0,14 \times 0,98} \right] = 0,13 \text{ м} \approx 0,95 \times 0,14 = 0,13 \text{ м}.$$

Тас қалаудың сығылған аймағының көтергіш қабілеті (6.8-сурет)

$$M_{Rd} \leq \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 = 0,3 \times 0,98 \times 1,00 \times 0,14^2 \times 10^3 = 5,76 \text{ кНм},$$

мұнда 2,3,4-топтарының тастары үшін $\beta = 0,3$.

Иілу кезіндегі көтергіш қабілет шарты орындалады:

$$M_{Ed} = 3,08 \text{ кНм} < M_{Rd} = 5,76 \text{ кНм}.$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 8.2.3-т. сәйкес арматура ауданының минималды ауданы $A_s = 0,015 \cdot d = 0,015 \times 14 = 0,21 \text{ см}^2/\text{м}$. Арматураны тас қалау биіктігі бойынша 0,5 м сайын орналасатын қима ауданы $A_s = 1,01 \text{ см}^2 > 0,55 \text{ см}^2$ диаметрі 8 мм екі бірдей түрінде аламыз (6.17-суретте А-А қимасы).

Қалау қимасын қабырғаға перпендикуляр әсер ететін көлденең күш әсеріне тексереміз. ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 3.4-кестесі бойынша қалаудың жылжуға сипаттамалы кедергісін табамыз $f_{vk0} = 0,15$ МПа.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d = 0,15 + 0,4 \times 0 = 0,15 \text{ МПа.}$$

Есептік кедергі $f_{vd} = f_{vk0} / \gamma_m = 0,15 / 1,7 = 0,09$ МПа. Жылжу кезіндегі қалаудың көтергіш қабілеті

$$V_{Rd} = V_{Rd1} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 0,09 \times 1,0 \times 0,14 \times 10^3 = 12,6 \text{ кН.}$$

Жылжу кезіндегі қалаудың көтергіш қабілетінің шарты орындалады:

$$V_{Rd} = 12,6 \text{ кН} > V_{Ed} = 3,67 \text{ кН.}$$

7 СЫҒЫЛУ ЖӘНЕ ИІЛЕ СЫҒЫЛУ КЕЗІНДЕ ҚАБЫРҒАЛАРДЫ ЕСЕПТЕУ

7.1 Жалпы ережелер

7.1.1 [5.5.2.1(1)] Элементтің есептік жазықтығындағы арматураланған тас қалаудан жасалған конструкцияның тік жүктелген элементтерінің иілгіштігін есептік (тиімді) биіктіктің h_{ef} тиімді қалыңдық t_{ef} мәніне қатынасы ретінде анықтау қажет. Бұл кезде тас қабырғаның иілгіштігі басым тік жүктемелер кезінде 27 аспауы тиіс.

7.1.2 [6.6.1(1)P] Сығылу және иіле сығылуға жұмыс істейтін арматураланған тас конструкцияларын есептеген кезде қиманың ең шеткі қатты сығылған қыры үшін тас қалаудың салыстырмалы деформациясының шекті мәні 1-топ тастары (блоктары) үшін максималды $\varepsilon_{mu} = 0,0035$ және 2, 3 және 4-топтардың тастары (блоктары) үшін $\varepsilon_{mu} = 0,002$ болуы тиіс (ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 3.2-суретті қараңыз).

7.1.3 [6.6.1(4)] Егер сығылу аймағында тас қалау және толтыруға арналған бетон болса, онда сығылу беріктігі төмен материалдың есептік кедергісімен келтірілген қима бойынша есептелінеді.

7.1.4 [6.6.2(7)] Иілгіштігі 15 жоғары тас қалау конструкцияларының арматураланған элементтері ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 6.1-т. сәйкес арматураланбаған тас қалауды қолдану қағидалары мен ережелері бойынша есептеуге болады. Бұл жағдайда екінші қатар теориясының әсерлерін қосымша есептік момент M_{ad} көмегімен ескеріледі:

$$M_{ad} = \frac{N_{Ed} \cdot h_{ef}^2}{2000 \cdot t}, \quad (7.1)$$

мұндағы N_{Ed} – түсетін тік жүктеме әсеріне сығылу күшінің есептік мәні;

h_{ef} – конструкция элементінің есептік (тиімді) биіктігі;

t – тас қалау конструкциясы элементінің қалыңдығы.

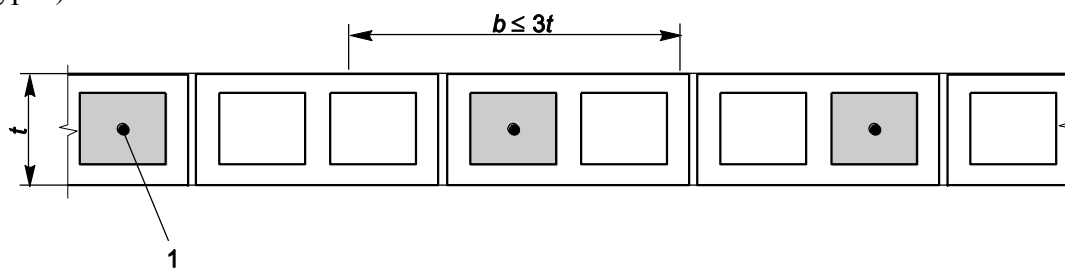
7.1.5 [6.6.2(8)] Бойлық күші төмен көлденең жүктеме (иілу моменттері) әсері кезінде тас қалау конструкциясының арматураланған элементтерін тек иілуге ғана есептеуге болады, егер есептік тік жүктемелерден есептік сығылу кернеуі:

$$\sigma_d \leq 0,3f_d, \quad (7.2)$$

мұндағы f_d – тиісті бағыттағы тас қалаудың есептік сығылу кедергісі.

7.2 Есептеу әдістемесі

7.2.1 [6.6.2(6)] Қабырға қалауында тік арматураны үзік-үзік орналастырған кезде есептік қима ретінде ені тас қалаудың үш еселі енінен көп емес оның учаскесін алу қажет (7.1-сурет).



1 - арматура

7.1-сурет – Жергілікті шоғырланған арматуралы армотас элементтердегі көлденең қима ені [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

7.2.2 [6.6.3(1,2)] Жауырындық қабырғасы бар қабырғаларда сөренің есептік қалыңдығы ретінде қабырға қалыңдығын t_f алады, бірақ $0,5d$ артық емес (7.2-сурет).

Қабырғаның L-тәрізді көлденең қимасы сөресінің есептік ені b_{ef} ретінде $b_{efl} = \min [t_{f1} + 6t_f, l_f/2, h/6, l]$ мәндерінің ең кішісін, ал T-тәрізді қимада $b_{efl} = \min [t_{f2} + 12t_f, l_f, h/3, l]$ алу қажет, 7.2-суретке сәйкес мұндағы:

b_{efl} – L-тәрізді көлденең қимасы сөресінің тиімді ені;

b_{eft} – T-тәрізді көлденең қимасы сөресінің тиімді ені;

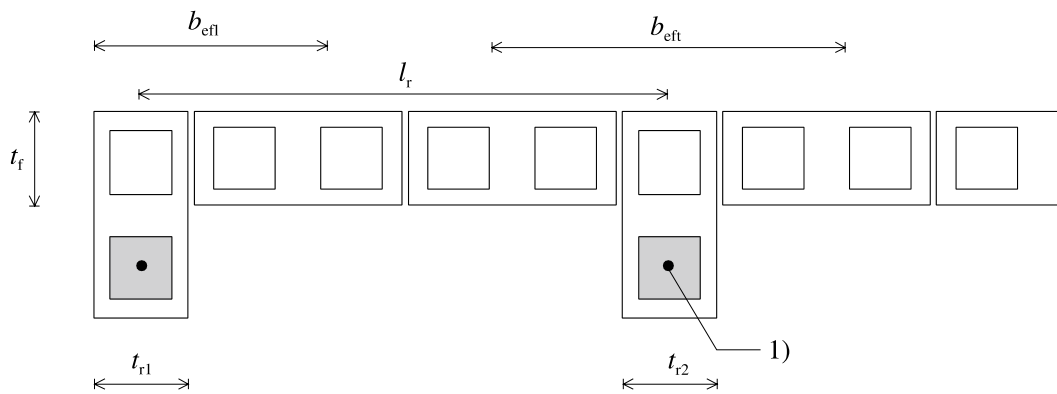
h – тас қалаудың қабырға бойымен көрінетін биіктігі;

l_f – шоғырландыра тік арматураланған жауырындық қабырғалар (армотас қалауы элементтері) арасындағы арақашықтық;

t_f – сөре қалыңдығы;

t_{fi} – i -ші жауырындық қабырға ені;

l – сөренің нақты ені.



1 - тік арматура

7.2-сурет – Жауырындық қабырғалары арматураланған қабырғалардың Т және L-тәрізді көлденең қималары сөрелерінің енін анықтауға [ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

7.2.3 [6.6.3(3)] Жауырындық қабырғалары бар арматураланған қабырғалар иілген M_{Rd} кездегі көтергіш қабілетін (6.1) формула бойынша есептеуге болады. Бұл кезде келесі шарт орындалуы тиіс:

$$M_{Rd} \leq f_d \cdot b_{ef} \cdot t_f (d - 0,5 \cdot t_f), \quad (6.8)$$

мұндағы f_d - ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 2.4.1-т. және 3.6.1-т. сәйкес тиісті бағыттағы тас қалаудың есептік сығылу кедергісі;

d – көлденең қиманың жұмысшы биіктігі;

t_f - осы құралдың 7.2.2-т. талаптарына сәйкес сөре қалыңдығы;

b_{ef} – осы құралдың 7.2.2-т. талаптарына сәйкес сөренің тиімді ені.

7.2.4 [6.1.2.1(2)] Тігінен жүктелген қабырғаның көтергіш қабілетін теңдеуден анықтау қажет:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d, \quad (6.9)$$

мұндағы Φ – ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 6.1.2.2-т. сәйкес иілгіштік және жүктеме эксцентриситетін ескере отырып, анықталған қабырғаның үстіңгі деңгейіндегі немесе негізіндегі Φ_1 немесе сәйкесінше қабырға биіктігінің ортасындағы Φ_m азайту коэффициенті;

t - қабырға қалыңдығы;

f_d – ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 2.4.1-т. және 3.6.1-т. сәйкес тиісті бағыттағы тас қалаудың есептік сығылу кедергісі.

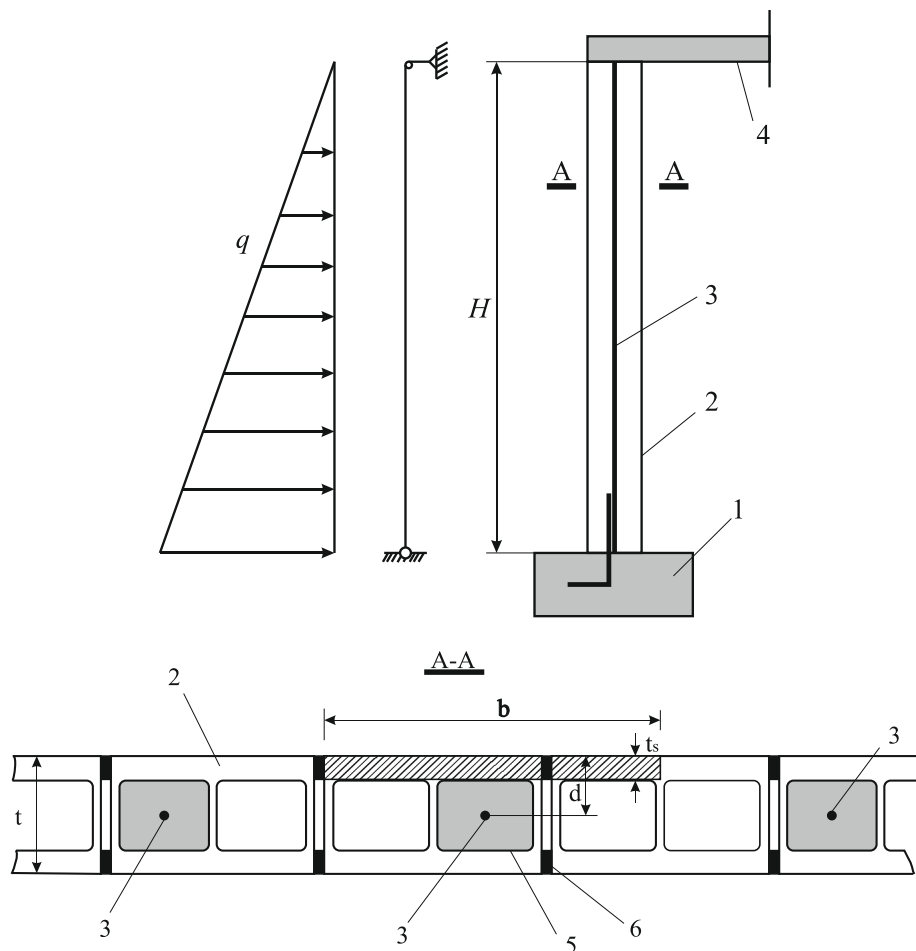
1-МЫСАЛ

Берілді: бойлық қабырғаларының қалыңдығы $t_s = 60$ мм, $t \times l = 300 \times 600$ мм өлшеміндегі қуысты бетон блоктардан (C20/25 класының бетоны) жасалған биіктігі $H = 3,0$ м жертөлениң тас қабырғасы (7.3-сурет). Қалау беріктігі $f_m = 5,0$ МПа М5 ерітіндіде жасалған. Жертөле қабырғаларын көтеру және аражабынның құрама плиталарын монтаждаудан кейін қабырғалар мен

қазаншұңқыр еңістері арасындағы кеңістік таптап нығыздалған топырақпен жабылады. Қабырғаның 1 м ұзындығына төгілетін топырақтың бүйірлік қысымы q әсерінен есептік иілу моменті 7.3-суреттегі есептік сызбаға сәйкес $M_{Ed} = 6,9$ кНм құрайды.

Талап етіледі:

Қазаншұңқыр еңістеріне топырақ төгу кезінде жертөле қабырғасын тік арматуралау қажеттігін тексеру.



1 – іргетас, 2 – қуысты бетон блоктардан жасалған жертөле қабырғасы, 3 – тік арматура, 4 – құрама темірбетон аражабын плиталары, 5 – толтыруға арналған бетон, 6 – тік ерітінді жіктері

7.3-сурет – Төгілетін топырақтың бүйірлік қысымына q тік арматуралы жертөле қабырғасын есептеуге

Шешімі:

Қабырғаның иілуін есептеуді қабырға мен аражабынның меншікті салмағынан түсетін тік жүктемені ескермей, ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011, 4.7-т. сәйкес жеңілдетілген әдістеме бойынша жүргіземіз. М5 маркасының ерітіндісі үшін байланбаған қима бойынша қабырға жазықтығынан иілу кезіндегі нормативтік кедергі $f_{xk,1} = 0,1$ МПа құрайды (ҚР ҚН EN 1996-3:2006/2011 (D.2)). $\gamma_m = 1,7$ қауіпсіздік коэффициенті кезіндегі қалаудың есептік кедергісі:

$$f_{xd,1} = f_{xk,1} / \gamma_m = 0,1 / 1,7 = 0,059 \text{ МПа.}$$

Иілу кезіндегі қалаудың көтергіш қабілеті

$$M_{Rd} = f_{xd,1} b t^2 / 6 = 0,059 \times 1,00 \times 0,3^2 \times 10^3 / 6 = 0,885 \text{ кНм.}$$

Иілу кезіндегі көтергіш қабілеттің шарты орындалмайды:

$$M_{Ed} = 6,9 \text{ кНм} > M_{Rd} = 0,885 \text{ кНм.}$$

Тас қалауды 7.3-суретке сәйкес орналасқан тік шыбықтармен арматуралаймыз. 7.1-суреттегі сызбаға сәйкес арматураланған қабырға қимасының есептік енін

$$b = 3t = 3 \times 300 = 900 \text{ мм} = 0,9 \text{ м}$$

тең деп аламыз.

Ені $b = 0,9 \text{ м}$ тік жазық қабырға қабылдайтын иілу моменті

$$M_{Edb} = M_{Ed} b / 1,0 = 6,9 \times 0,9 / 1,0 = 6,2 \text{ кНм}$$

кұрайды.

Есептік қимадағы бір арматуралық шыбықтың талап етілетін ауданын анықтаймыз. Болаттың есептік кедергісі $f_{yd} = 375 \text{ МПа}$ арматураны аламыз. Қабырға қимасының жұмысшы биіктігін анықтаймыз (9.3-сурет)

$$d = t / 2 = 300 / 2 = 150 \text{ мм} = 0,15 \text{ м.}$$

Шарттың орындалуын тексереміз

$$l_{efl} / d = H / d = 3 / 0,15 = 20 < 45.$$

Сығылу кезіндегі тас қалаудың есептік кедергісі

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,35 \times 20^{0,7} \times 5,0^{0,3} = 4,62 \text{ МПа,}$$

$$f_d = f_k / \gamma_m = 4,62 / 1,7 = 2,7 \text{ МПа.}$$

$z = 0,9d$ кезінде арматура қимас ауданының талап етілетін шамасын $M_{Ed} = M_{Rd} = A_s f_{yd} z$ шартынан анықтауға болады:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{6,2 \times 10}{375 \times 0,9 \times 0,15} = 1,23 \text{ см}^2.$$

Әр бетон блокта бір-бірден орналасатын диаметрі 14 мм ($A_s = 1,54 \text{ см}^2$) шыбықтарды аламыз 7.3-сурет).

(6.2) шарттың орындалуын тексереміз

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d ,$$

$$z = 0,15 \left[1 - 0,5 \times \frac{1,54 \times 10^{-4} \times 375}{0,9 \times 0,15 \times 2,7} \right] = 0,138 \text{ м} < 0,95 \times 0,15 = 0,143 \text{ м.}$$

Иілу кезіндегі сығылуға қалыңдығы $t_s = 60$ мм бетон блоктардың бойлық қабырғалары ғана жұмыс істейді деп болжай отыра, арматура және блок қабырғаларының ауырлық орталығы арасындағы арақашықтықты анықтаймыз (9.3-сурет):

$$d^* = t/2 - t_s/2 = 300/2 - 60/2 = 120 \text{ мм} = 0,12 \text{ м.}$$

Тас қалаудың сығылған аймағының көтергіш қабілеті

$$N_{Rd} = f_d \cdot b \cdot t_s = 2,7 \times 0,9 \times 0,06 \times 10^3 = 145,8 \text{ кН.}$$

Иілу кезіндегі қалаудың көтергіш қабілеті

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot d^* = 145,8 \times 0,12 = 17,5 \text{ кНм.}$$

Иілу кезіндегі жертөлениң арматураланған қабырғасының көтергіш қабілеті қамтамасыз етілген:

$$M_{Edb} = 6,2 \text{ кНм} < M_{Rd} = 17,5 \text{ кНм.}$$

2-МЫСАЛ

Берілді: Қабырғаның симметрия осі бойынша орналасқан тік шыбықтармен арматураланған биіктігі 3,0 м және қалыңдығы $t = 175$ мм жертөлениң тас қабырғасы (7.4-сурет). Қалаудың сығылуға есептік кедергісі $f_d = 5,0$ МПа, арматураның есептік кедергісі $f_{yd} = 435$ МПа құрайды. Статикалық есептеулер негізінде (екінші қатар теориясына сәйкес) қабырғаны топсалы бекіткен кезде іргетаспен және аражабынмен қосарласу орындарында қабырғаның 1 м ұзындығына оның биіктігінің ортасындағы есептік күш шамасы $N_{Ed} = 35$ кН, $M_{Ed} = 8,8$ кНм құрайды.

Талап етіледі: Арматураның талап етілетін қимасын анықтау қажет.

Шешімі:

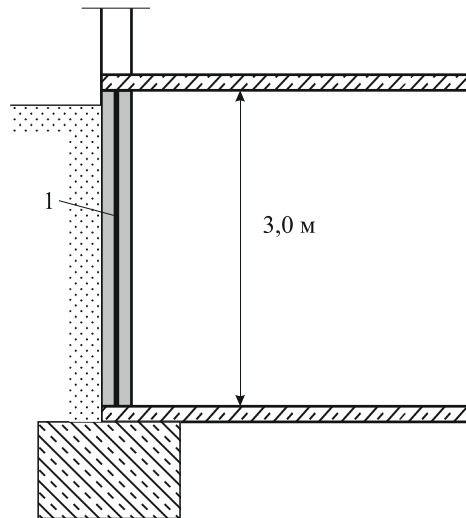
Арматураның қимасын анықтау үшін [10] нормаларында берілген жеңілдетілген әдістемені қолданамыз. Ені 1,0 м және қиманың жұмысшы аймағының биіктігі $d = t/2 = 0,175/2 = 0,0875$ м қабырға қимасы үшін келесі параметрлерді анықтаймыз:

$$n_{sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_d} = \frac{0,035}{1,0 \times 0,0875 \times 5,0} = 0,08$$

$$m_{sds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_d} + n_{sd} \cdot \left(1 - \frac{t}{2 \cdot d} \right) = \frac{0,0088}{1,0 \times 0,0875^2 \times 5,0} + 0 = 0,23$$

$$\varpi = 1 - \sqrt{1 - 2,25 \cdot m_{sds}} = 0,305$$

$$\omega_1 = \frac{8}{9} \varpi - n_{sd} = 0,191$$



7.4-сурет – Тік арматурасы 1 бар жергөле қабырғасын есептеуге

Арматура қимасының талап етілетін ауданы

$$A_s = \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_d / f_{yd} = 0,191 \times 1,0 \times 0,0875 \times 5,0 \times 10^4 / 435 = 1,92 \text{ см}^2$$

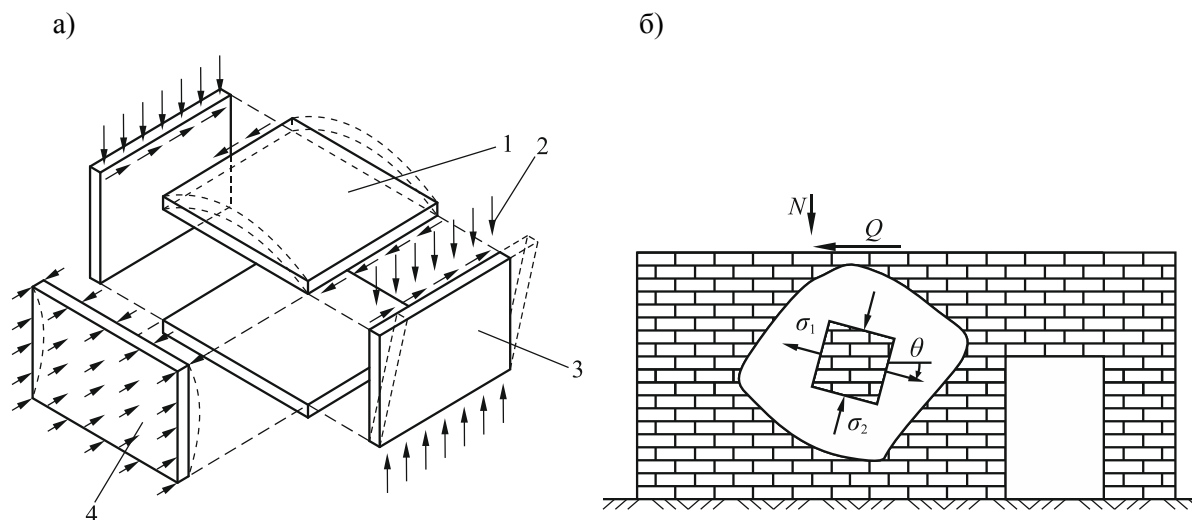
Қабырғаның 1 қума метр ұзындығына 25 см қадаммен диаметрі 8 мм қима ауданы $A_s = 2,01 \text{ см}^2$ 4 шыбық орнатамыз.

8 ЖЫЛЖУ КЕЗІНДЕ ҚАБЫРҒАЛАРДЫ ЕСЕПТЕУ

8.1 Жалпы ережелер

8.1.1 Тас қабырғалар көлденең ерітінді жіктерін бойлай (байланбаған қима бойынша) және ерітінді жіктеріне көлденеңінен (байланған қима бойынша) жылжу күшінің әсеріне ұшырауы мүмкін.

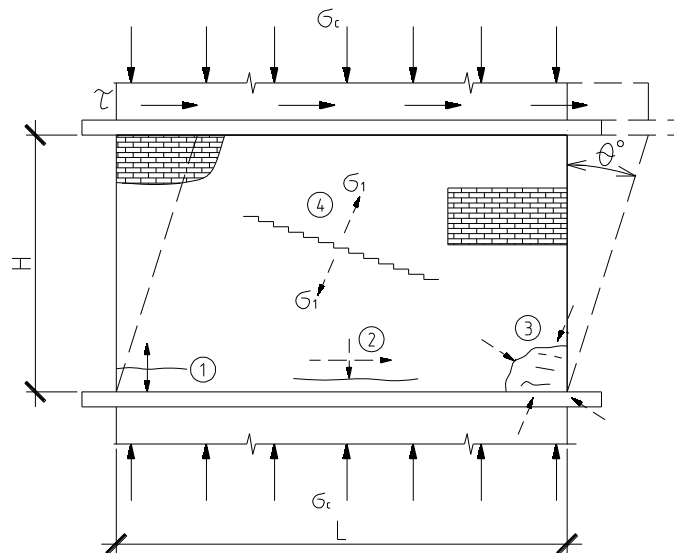
8.1.2 Көлденең жылжымалы күштер көлденең жүктемелер әрекетінің, мысалы, жел, топырақтың бүйірлік қысымы, сейсмикалық әсерлер және т.б. салдары болуы мүмкін (8.1-сурет).



1 – аражабын плитасы, 2 – тік жүктеме, 3 – жылжуға жұмыс істейтін қабырға,
4 – көлденең жүктеме

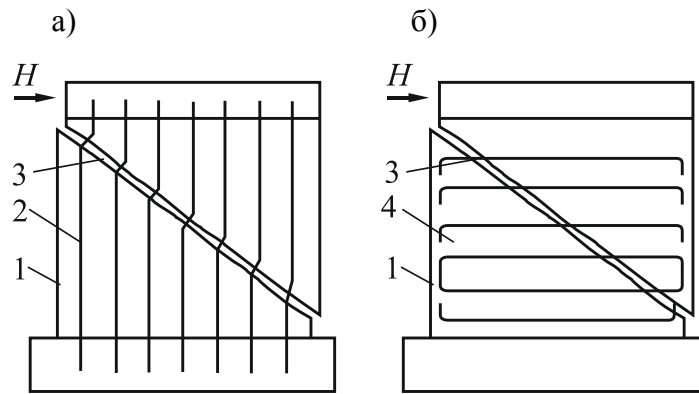
8.1-сурет – Көлденең қабырғаларға (а) көлденең жүктемені жіберу сызбасы және олардың кернелген күйі (б) [13]

8.1.3 Тік және көлденең жүктемелердің бірлескен әсері кезіндегі тас қалаудың бұзылуының ықтимал механизмдері 8.2-суретте келтірілген. Жылжу немесе қисық жарықтардың пайда болу нәтижесінде тас қалаудың бұзылуының алдын алу үшін көлденең немесе тік арматуралауды қолдану қажет (8.3-сурет).



1 – байланбаған жіктер бойынша созылудан жарылу, 2 – көлденең ерітінді жіктерді бойлай жылжу, 3 – қалауды ұсақтау, 4 – негізгі созылатын кернеу әрекетінен жарылу

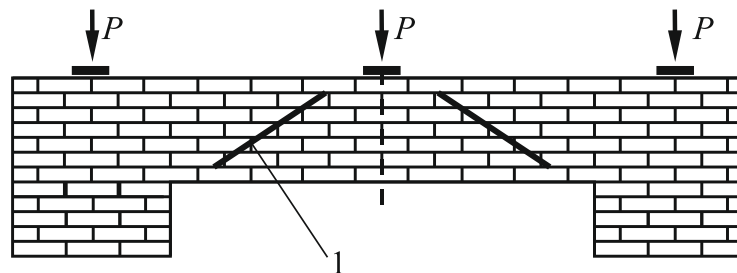
8.2-сурет – Жылжитын және сығылатын кернеулердің σ_1 бірлескен әсері кезінде тас қалаудың бұзылу механизмдері



1 – тас қалау, 2 – тік арматура, 3 – көлбеу жарық, 4 – көлденең арматура

8.3-сурет – Көлденең жылжу нәтижесінде көлбеу жарық пайда болған кездегі арматураланған тас қалау әсері [13]

8.1.4 Көлденең жылжуға тас маңдайшалар (8.4-сурет), іргетастардың біркелкі емес шөгуіне бейім қабырға учаскелерін (10.1-сурет), мысалы, терезеаралық белдіктер және т.б.



8.4-сурет – Итарқа арқалықтардан көлденең күштермен тас маңдайшаларды кернеу сызбасы және қисық жарықтар 1 түзілу нәтижесінде бұзылу механизмі

8.1.5 [5.5.4(1)] Конструкция элементтері қабылдайтын көлденең қиманың есептік мәнін анықтау үшін біркелкі бөлінген жүктеме кезінде максималды көлденең күш тірке қырынан $d/2$ қашықтықта орын алады деп қабылдауға болады, мұндағы d – конструкция элементінің көлденең қимасының жұмысшы биіктігі.

8.1.6 [5.5.4(3)] Көлденең күштің әсері кезінде бетонның тас қалау конструкциясының арматураланған элементтері қабырғасының есептік қимасының беріктігіне әсерін ескеру қажет. Егер көлденең күштің әсері кезінде беріктік темірбетон қиманың жұмысы салдарынан біршама артса, онда тас қалаудың беріктігі ескерілмейді және есептеуді ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 сәйкес жүргізеді.

8.2 Көлденең жүктемені есептеу

8.2.1 [6.7.2(1)] Көлденең арматураның жұмысын ескермейтін тік арматураланған тас қабырғалар үшін келесі шарт орындалуы тиіс:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1}, \quad (8.1)$$

мұндағы V_{Rd1} – келесі формула бойынша анықталатын көлденең күш әсері кезінде қабырғаның есептік қимасының көтергіш қабілеті:

$$V_{Rd1} = t \cdot l \cdot f_{vd}, \quad (8.2)$$

мұндағы f_{vd} – ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 нормасының 2.4.1-т. және 3.6.2-т. сәйкес тас қалаудың және 2.4.1-т. және 3.3-т. сәйкес толтыруға арналған бетонның қиылуының (жылжуының) есептік кедергісінің кіші мәні;

t – қабырға қалыңдығы;

l – қабырғаның есептік учаскесінің ұзындығы.

8.2.2 [6.7.2(2,3)] Жылжуға жұмыс істейтін көлденең арматураны ескерген кезде тік арматураланған тас қабырғалар үшін келесі шарт орындалуы тиіс:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2}, \quad (8.3)$$

мұндағы V_{Rd1} - (8.2) формуласы бойынша анықталады;

V_{Rd2} – көлденең арматураның жұмысы есебінен қима қабылдайтын мына формула бойынша анықталатын көлденең күштің есептік мәні:

$$V_{Rd2} = 0,9 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}, \quad (8.4)$$

мұндағы A_{sw} – қабырғаның қарастыратын аймағында жылжуға жұмыс істейтін көлденең арматура қимасының жалпы ауданы;

f_{yd} – арматура болаттың есептік кедергісі.

Сонымен қатар мына шарт орындалуы тиіс:

$$\frac{V_{Rd1} + V_{Rd2}}{t \cdot l} \leq 2,0 \text{ МПа}, \quad (8.5)$$

мұндағы t – қабырға қалыңдығы;

l – қабырға ұзындығы немесе биіктігі.

8.2.3 [J(1)] V_{Rd1} мәнін анықтаған кезде мына формула бойынша анықталатын тас қалаудың жылжуға есептік кедергісінің f_{vd} жоғары есептік мәнін қолдануға болады:

$$f_{vd} = \frac{(0,35 + 17,5\rho)}{\gamma_m}, \quad (8.6)$$

$f_{vd} \frac{0,7}{\gamma_m}$ артық емес болған жағдайда,

мұндағы

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}, \quad (8.7)$$

мұндағы A_s – негізгі арматураның көлденең қимасының ауданы;

b – көлденең қима ені;

d – көлденең қиманың жұмысшы биіктігі;

γ_M – тас қалауға арналған жеке қауіпсіздік коэффициенті.

8.3 Тік жүктемелерге есептеу

8.3.1 [6.7.3(1)] Егер көлденең күштің әсеріне арматураланған тас арқалықтарды есептеулерде арматура ескерілмейтін болса, келесі шарт орындалуы тиіс:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1}, \quad (8.8)$$

мұндағы V_{Rd1} – мына формула бойынша анықталады:

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot b \cdot d. \quad (8.9)$$

мұндағы f_{vd} – ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 нормасының 2.4.1-т. және 3.6.2-т. сәйкес тас қалаудың және 2.4.1-т. және 3.3-т. сәйкес толтыруға арналған бетонның қиылуының (жылжуының) есептік кедергісінің кіші мәні;

b – көлденең күш әсеріне есептеуге алынатын арқалықтардың минималды ені;

d – көлденең қиманың жұмысшы биіктігі.

8.3.2 [6.7.3(3,4)] Есептеулерде тас арқалықтар арматурасының көлденең күшке әсерін ескерген жағдайда келесі шарт орындалуы тиіс:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2}, \quad (8.10)$$

мұндағы V_{Rd1} (8.9) формуласы бойынша, ал V_{Rd2} мына формула бойынша анықталады:

$$V_{Rd2} = 0,9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}(1 + \cot \alpha) \sin \alpha, \quad (8.11)$$

мұндағы d – арқалықтардың көлденең қимасының жұмысшы биіктігі;

A_{sw} – бір жазықтықта орнатылған және жылжуға жұмыс істейтін көлденең арматура (қамыттар) қимасының ауданы;

s – көлденең арматура (қамыттар) арасындағы арақашықтық;

α – 45° бастап 90° дейінгі арқалықтар осіне қатысты жылжуға жұмыс істейтін көлденең арматураның (қамыттардың) көлбеу бұрышы;

f_{yd} – арматура болаттың есептік кедергісі.

Сонымен қатар мына шарт орындалуы тиіс:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,25 \cdot f_d \cdot b \cdot d, \quad (8.12)$$

мұндағы f_d – ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 нормасының 2.4.1-т. және 3.6.2-т. сәйкес жүктеме бағытында тас қалаудың және 2.4.1-т. және 3.3-т. сәйкес толтыруға арналған бетонның сығылуға есептік кедергісі мәндерінің кішісі;

b – көлденең күш әсеріне есептеуге алынатын арқалықтардың минималды ені.

8.3.3 [6.7.4(1)] Көлденең күш әсері кезінде арқалықтар-қабырғаларды есептеуді ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 6.7.3-т. сәйкес жүргізу қажет. Бұл үшін тірек қыры бойынша көлденең күштің есептік мәні V_{Ed} және арқалықтардың көлденең қимасының жұмысшы биіктігі ретінде $d = 1,3z$ алынады.

8.3.4 [J(2)] Жылжымалы тіректері бар арқалықтарды арматуралау үшін (топсалы тіреу кезінде) немесе қиылу иінінің (жылжу аймағының) a_v көлденең қиманың жұмысшы биіктігіне d қатынасы 6 кіші немесе тең болатын бекітілген тірек қабырғалар кезінде f_{vd} мәнін χ коэффициентіне арттыруға болады, мұндағы

$$\chi = \left[2,5 - 0,25 \frac{a_v}{d} \right], \quad (8.13)$$

f_{vd} мәні $1,75/\gamma_M$ Н/мм² артық болмаған жағдайда.

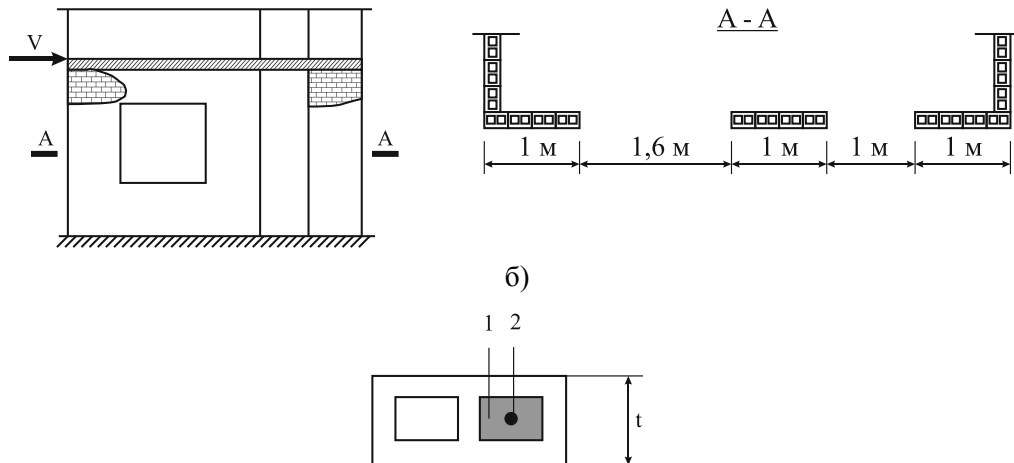
Қиылу иінін (Жылжу аймағының ұзындығын) a_v көлденең қимадағы максималды иілу моментін қимадағы максималды көлденең күшке бөлудің бөліндісі ретінде анықтайды.

МЫСАЛ

Берілді: $V = 60$ кН көлденең жүктемені қабылдайтын үш қабатты үйдің бірінші қабатының шетжақты қабырғасы. Жоғары орналасқан конструкциялардан қарастырылып отырған шетжақты қабырғаға есептік тік жүктеме $P = 720$ кН құрайды. Қима ені $1,0$ м және қалыңдығы $t = 12$ см қабырғаның аралық қабырғалары жоспардағы өлшемі 12×25 см ($f_b = 25$ МПа) қуысты бетон блоктарға орналасқан диаметрі 12 мм ($A_s = 1,13$ см²) тік арматурамен арматураланған. Қуысты блоктағы бір канал қимасының ауданы $A_k = 6 \times 8 = 48$ см² құрайды (8.5-сурет). Қалау М15 маркасындағы ерітіндіде жасалған. Арматуралардың орналасқан орындарында қуыстарды толтыру материалы С20/25 класының бетоны болып табылады.

Талап етіледі: Шетжақты қабырғаның жылжу күшінің $V = 60$ кН әсеріне көтергіш қабілетін тексеру қажет.

а)



1 - толтыруға арналған бетон, 2 - тік арматура

8.5-сурет – Қуысты бетон блоктардан (б) жасалған үйдің шетжақты қабырғасы (а)

Шешімі: Сығылу және жылжуға жұмыс істейтін шетжақты қабырға қимасының ауданы (қимасы $0,12 \times 1,0$ м 3 аралық қабырға) $A_d = 0,36 \text{ м}^2$ құрайды.

Сығылу кезіндегі беріктіктің сипаттамалық кедергісін (5.1) формула бойынша анықтаймыз

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,35 \times 25^{0,7} \times 15^3 = 7,5 \text{ МПа},$$

мұнда 5.2-кесте бойынша $K = 0,35$.

$\gamma_m = 1,7$ қауіпсіздік коэффициенті кезіндегі қалаудың есептік сығылу кедергісі

$$f_d = f_k / \gamma_m = 7,5 / 1,7 = 4,4 \text{ МПа}.$$

құрайды.

Бұдан кейінгі есептеулер үшін қажет қабырға материалының механикалық сипаттамаларын белгілейміз:

- $f_{vk0} = 0,2$ МПа жылжу кезіндегі қабырғалар қалауының бастапқы сипаттамалық кедергісі (3.4-кесте ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011);

- $f_{cvk} = 0,39$ МПа жылжу кезіндегі толтыруға арналған бетонның бастапқы сипаттамалық кедергісі (3.2-кесте ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011).

$\gamma_m = 1,5$ қауіпсіздік коэффициенті кезіндегі толтыруға арналған бетонның есептік сығылу кедергісі

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m = 0,39 / 1,5 = 0,26 \text{ МПа}$$

құрайды.

Тік жүктеме P әсерінен аралық қабырғалар қабылдайтын есептік сығылу кернеуін σ_d анықтаймыз:

$$\sigma_d = P / A_d = 720 \times 10^{-3} / 0,36 = 2,0 \text{ МПа}$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 (3.5) формуласы бойынша сығылу кернеулерінің σ_d әсерін ескере отырып, қалаудың сипаттамалық сығылу кедергісін анықтаймыз

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d = 0,2 + 0,4 \times 2,0 = 1,0 \text{ МПа} < 0,065 f_b = 0,065 \times 25 = 1,56 \text{ МПа}$$

$\gamma_m = 1,7$ қауіпсіздік коэффициенті кезіндегі қалаудың есептік жылжу кедергісі

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m = 1,0 / 1,7 = 0,59 \text{ МПа}$$

құрайды.

Жылжу кезіндегі қалаудың көтергіш қабілеті

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot A_d = 0,59 \times 0,36 \times 10^5 = 212 \text{ кН}$$

Жылжу кезіндегі бетон толтырғыштың көтергіш қабілеті (әрқайсысының қимасы $A_k = 48 \text{ см}^2 = 0,0048 \text{ м}^2$ 12 тік арналар)

$$V_{Rd1} = 12 \cdot f_{vd} \cdot A_k = 12 \times 0,26 \times 0,0048 \times 10^5 = 15,0 \text{ кН}$$

ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 6.7.2(1)-т. сәйкес $V_{Rd1} = 15,0 \text{ кН}$ кіші мәнді аламыз. $V_{Rd1} = 15,0 \text{ кН} < V_{Ed} = V = 60 \text{ кН}$ болғандықтан жылжу кезіндегі көтергіш қабілет қамтамасыз етілмейді.

Қалаудың жылжуға кедергісін тік арматураның әсерін ескере отырып, арттыруға болады. 8.2.5-т. сәйкес анықтаймыз

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 12 \times 1,13 / (12 \times 300) = 0,0038$$

$$f_{vd} = (0,35 + 17,5\rho) / \gamma_m = (0,35 + 17,5 \times 0,0038) / 1,7 = 0,245 \text{ МПа}$$

Тік арматуралауды ескере отырып, жылжу кезіндегі қалаудың көтергіш қабілеті

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot A_d = 0,245 \times 0,36 \times 10^5 = 88,2 \text{ кН} > V_{Ed} = V = 60 \text{ кН}$$

Жылжу кезіндегі көтергіш қабілет шарты қамтамасыз етілген.

9 АЛДЫН АЛА КЕРНЕЛГЕН КОНСТРУКЦИЯЛАР

9.1 Тас қалауды алдын ала кернеуді созу кернеулері әсері кезінде оның жарық түзуге төзімділігін арттыру және пайдалану жүктемелерінен иілімдерін азайту мақсатында орындау қажет. Алдын ала кернеуге қуысты тастармен және блоктармен салыстырған кезде сығылу кезінде жоғары беріктікке ие тұтас керамикалық тастардан жасалған тас қалауды түсіруге болады. Сонымен қатар керамикалық тастардан жасалған қалау силикат және бетоннан жасалған тастармен салыстырғанда шөгу және жылжығыштығы төмен, бұл алдын ала кернеуді жоғалтуды азайтуға себепші болады.

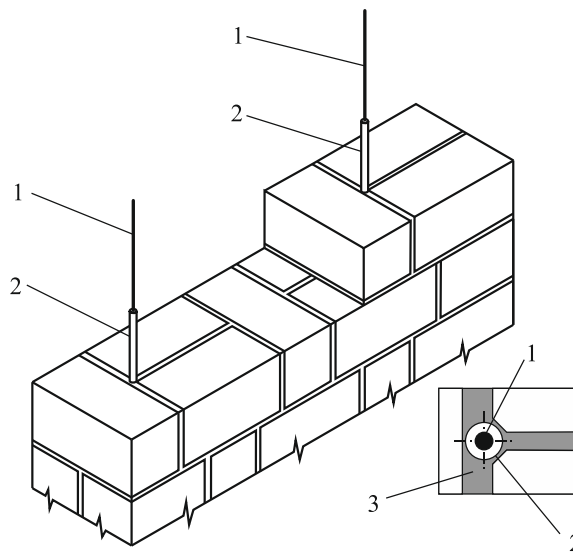
9.2 Тас қалаудың тік алдын ала кернелуі (бастырылуы) оның жылжуға кедергісінің артуына алып келеді, бұл сейсмикалық әсерлер кезінде өте маңызды [2].

9.3 Тас қалауды алдын ала кернеу үшін әдеттегі болатпен салыстырған кезде кернеудің төмен релаксациясымен, сәйкесінше алдын ала кернеуді аз жоғалтумен

сипатталатын шыбықтар немесе арқандар түріндегі беріктігі жоғары болатты қолдану қажет.

9.4 Коррозияның алдын алу үшін қабырғалардың тік арналарына және іздеріне орналасқан алдын ала кернелген арматура оларды қалау ерітіндісімен немесе құю бетонымен толтыру арқылы қорғалуы тиіс немесе гидроокшаулағын материалдардан жасалған арнайы қорғаныш қабаты болуы тиіс.

9.5 Алдын ала кернелген арматурасы бар қабырғаларды тұрғызған кезде арматура шыбықтардың (арқан, өрме және т.б.) қалаумен ұстасуының алдын алу қажет. Осыған сырғымалы арна түзушілердің қалауларын тұрғызған кезде қолдану арқылы қол жеткізуге болады (9.1-сурет).



1 – кернелетін арматура, 2 – жылжымалы арна түзуші, 3 – тік ерітінді жіктері

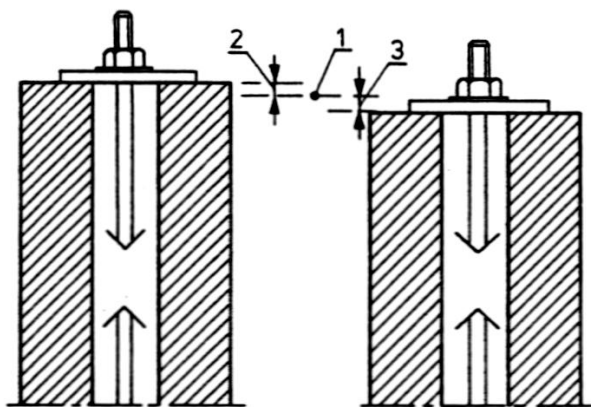
9.1-сурет – Сырғымалы арна түзушілер көмегімен кернелетін арматурамен тас қабырғаларды тұрғызу [2]

9.6 Алдын ала кернелген арматураның қабырға қалыңдығының осіне қатысты симметриялық немесе асимметриялық орналасуы қабырғаға көлденең жүктемелер әсерінің шамасы және бағыттарына тәуелді есептеу жолымен жүргізіледі.

9.7 [7.4(2)] Алдын ала кернелген конструкцияларды алдын ала кернеу күшін конструкцияға берген кезде пайдалану жүктемесіне (1 тең қауіпсіздіктің дербес коэффициенттері кезінде), сонымен қатар алдын ала кернеуді толық жоғалтқаннан кейін шекті күйлердің бірінші тобы үшін есептік жүктемеге есептеу қажет.

9.8 Тас қалауда алдын ала кернеудің жоғалуын анықтаған кезде (9.2-сурет) [19]:

- тас қалаудың жылжығыштығының деформациясын;
- арматурадағы кернеу релаксациясын;
- кебу және ылғалдану нәтижесінде тас қалаудың деформациясын;
- арматура және тас қалаудың температуралық деформацияларын;
- алдын ала кернелген арматураны анкерлеу аймақтарындағы қалаудың жұмсару деформациясын ескеру қажет.



1 – алдын ала кернеуден кейінгі күй, 2 – артық жүктеме әсерінен қалаудағы серпімді деформация шамасы, 3 – шөгу және жылжығыштық деформациясы

9.2-сурет – Алдын ала кернеуді жоғалтуды анықтауға [19]

9.9 ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 нормалары алдын ала кернелген тас қалауды есептеу нормалары мен әдістерінің толық нұсқамаларынан тұрмайды. Нормалардың 6.8.2(1)-т. тек иілетін элементтерді, ал 6.8.2(4) – сығылған элементтерді есептеуге жалпы алдын ала сілтемелер берілген. Тас конструкцияларды алдын ала кернеу технологиясы ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (9.1.4) сәйкес темірбетон конструкциялардың алдын ала кернеуімен ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 нормаларымен сәйкестендіріледі.

9.10 Алдын ала кернелген тас конструкцияларды есептеу жөніндегі қосымшалар [19] жұмысында берілген. Алдын ала кернелген тас конструкциялар туралы ақпараттық сипаттағы деректер осы құралдың Г қосымшасында берілген.

10 ПАЙДАЛАНУ ЖАРАМДЫЛЫҒЫ БОЙЫНША ШЕКТІ КҮЙІ

10.1 [7.3(4)] Қалыпты пайдалануға жарамдылығы бойынша шекті күйде жарықтардың ашылу енін шектеу иілу моменті кезінде егер элемент өлшемдері 5.5.2.5 сәйкес келсе тас қалаудан тұратын арматураланған құрылыс элементтерінде, мысалы, арматураланған арқалықтарда қамтамасыз етілді деп саналады және жобалауды ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 талаптарына сәйкес жүргізеді.

10.2 [7.3(3)] Жарықтардың ашылу енін шектеу үшін қиманың төменгі (созылған) бөлігінде негізгі арматураның үстіне арқалықтың төменгі бөлігінен $0,5l_{ef}$ немесе $0,5d$ (мәндердің кішісі бойынша) биіктікте көлденең жіктерге қосымша арматураны төсейді.

10.3 Қабырға жазықтығында тас қалау жылжыған кезде жарықтардың пайда болуын шектеу үшін [5] жұмыста жалпылама зертханалық зерттеулер және шетелдік деректерді жинақтау нәтижесінде келесі қағидаларды ұсынады:

$$\theta_{sd} < \theta_{adm}, \quad (10.1)$$

мұндағы қалаудың қиғаш бұрышының шекті мәні θ_{adm} (миллирадианмен алынған) тастардың және қалау ерітіндісінің түріне тәуелді:

- 1-топ тастары үшін цемент ерітінділер үшін $\theta_{adm} = 0,4$ және цемент-әктас ерітінділері үшін $\theta_{adm} = 0,5$;

- 2,3 және 4-топтардың тастары үшін цемент ерітінділер үшін $\Theta_{adm} = 0,3$ және цемент-әктас ерітінділері үшін $\Theta_{adm} = 0,4$;

- ұяшықты бетоннан жасалған тас блоктар үшін цемент ерітінділер үшін $\Theta_{adm} = 0,2$ және цемент-әктас ерітінділері үшін $\Theta_{adm} = 0,3$.

10.4 Көлденең жүктеме әсері кезінде V_{Sd} (10.1) өрнегіндегі қиғаш бұрыш келесі формула бойынша анықталады:

$$\Theta_{Sd} = V_{Sd} / (0,2 \cdot E \cdot A), \quad (10.2)$$

мұндағы E – қалаудың серпімділік модулі;

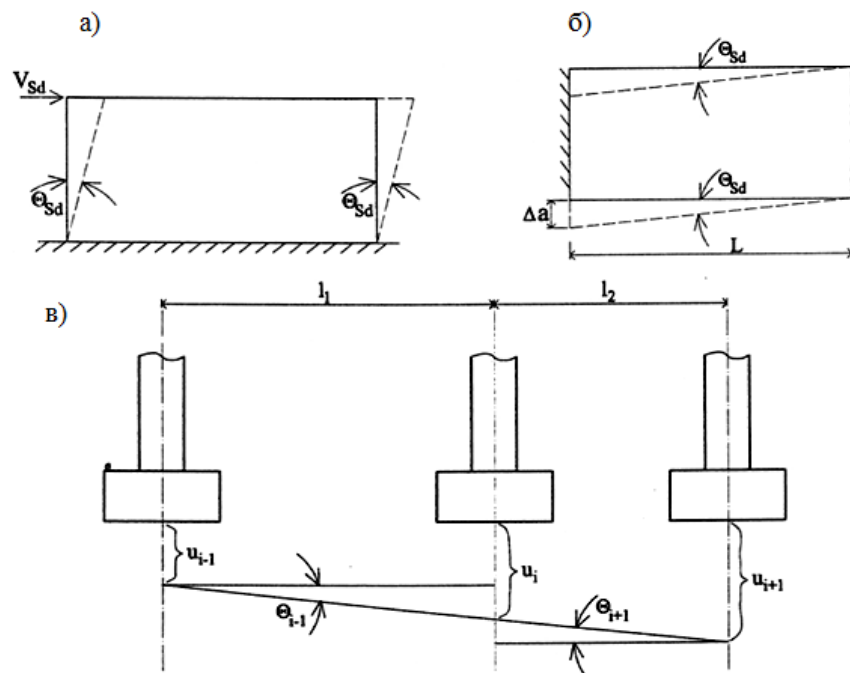
A – қарастырылып отырған қабырғаның көлденең қимасының ауданы.

10.5 Іргетастар біркелкі емес шөккен кездегі (10.1 б,в-сурет) (10.1) өрнегіндегі қалаудың қиғаш бұрышы мына формула бойынша анықталады:

$$\Theta_{Sd} = (u_i - u_{i+1}) / l_i, \quad (10.3)$$

мұндағы u – іргетастардың тік шөгулерінің шамасы;

l – қабырғаның бөлінген бөлігінің ұзындығы, мысалы, көлденең қабырғалар немесе терезе ойықтары арасында.



10.1-сурет – Көлденең (а) және тік (б) жылжу кезіндегі тас қалаудың қиғаштығы және іргетастар біркелкі емес шөккен кезде Θ_{Sd} шамасын анықтау тәсілі [5]

10.6 Іргетастар біркелкі емес шөккен кезде, мысалы, дайындалатын аумақтарда [5] жұмыстың деректеріне сәйкес қалаудың қиғаштығының шекті мәнін Θ_{adm} шамасына арттыруға болады:

$$\Theta_{adm} (1 + \eta_E \Phi_{\infty}), \quad (10.4)$$

мұндағы Φ_{∞} - тас қалаудың жылжығыштығы коэффициентінің шекті мәні;

η_E – тас конструкцияда ішкі күштердің қайта бөлінуін ескеретін коэффициент (ұсынылатын мәні $\eta_E = 1,5$).

МЫСАЛ

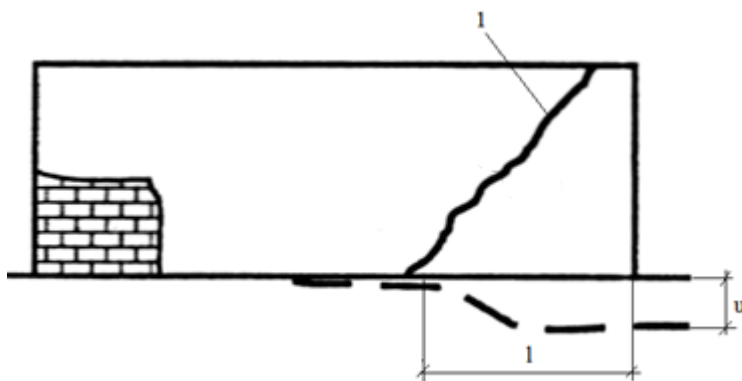
Берілді: Дайындалған аумаққа тұрғызылатын бір қабатты тас үй. Үй қабырғалары цемент-эктас ерітіндісінде ұяшықты бетон блоктардан жасалған. Пайдалану уақытында ғимараттың шетжақ бөлігі $u = 5$ мм шамасына дейін біркелкі емес (10.2-сурет) шөгуі мүмкін.

Талап етіледі: Қабырғада жарықтардың пайда болуы болмайтын үйдің шетжақ бөлігіндегі шөгу аймағының ұзындығының критикалық мәнін анықтау қажет.

Шешімі: 10.4.3-т. сәйкес ұяшықты бетон блоктардан жасалған қалаудың қиғаштық бұрышының шекті мәні $\Theta_{adm} = 0,3$ миллирадианды құрайды. 5.3-кестеге сәйкес қалау жылжығыштығы коэффициентінің шекті мәнін $\Phi_{\infty} = 1,1$ деп аламыз. Шөгудің ұзақ мерзімді әсерін ескере отырып, (10.4) формула бойынша Θ_{adm} түзетілген мәні $\Theta_{adm} = 0,3 (1 + 1,5 \times 1,1) \times 10^{-3} = 0,0008$ радиан құрайды. (10.1) шартынан және (10.3) формуласынан шөгу аймағы ұзындығының критикалық мәні құрайды:

$$l = u / \Theta_{adm} = 5 / 0,0008 = 6250 \text{ мм} = 6,25 \text{ м}$$

Карастырылып отырған жағдайда жарықтардың пайда болуының алдын алу үшін қалауды көлденең арматуралау ұсынылады.

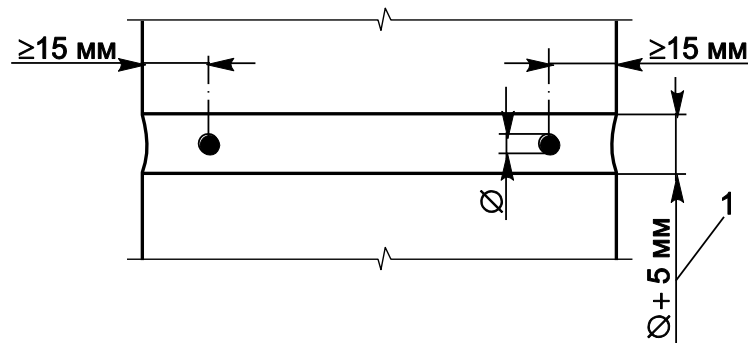


10.2-сурет – Ғимараттың шетжақ бөлігінде іргетастардың біркелкі еме шөгуі кезінде жарықтың 1 пайда болуы

11 КОНСТРУКТИВТІК ЖӘНЕ ТЕХНОЛОГИЯЛЫҚ ТАЛАПТАР

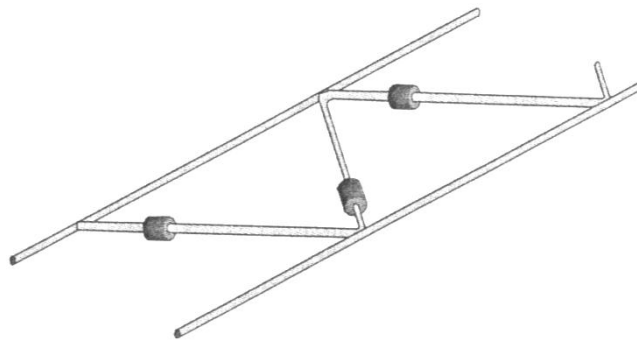
11.1 Арматураның көлденең ерітінді жіктерімен жанасуын қамтамасыз ету үшін соңғысының қалыңдығы арматура диаметрінен кем дегенде 5 мм қалың, ал арматура мен бүйірлік қалау беттерінің арасындағы ара қашықтық кем дегенде 15 мм болуы қажет (11.1-сурет). Арматуралық торлар олардың ерітіндімен жанасуын қамтамасыз ету және арматура коррозиясының алдын алу мақсатында қалау жіктеріне торды қалау ерітіндісімен толық бүркеу арқылы қаланады. Осы мақсатта тор шыбықтары жасанды материалдардан жасалған қашықтықтағы бекіткіштермен жабдықталуы қажет (11.2-сурет).

11.2 Науалы тас блоктарда көлденең арматураны жайғастыру үшін науалардың минималды өлшемі 11.3-суретте келтірілген мәндерге сәйкес келуі тиіс.



1 – стандарт және жеңіл ерітінділер үшін

11.1-сурет – Көлденең жіктердегі арматураға арналған қорғаныс қабаты
[ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

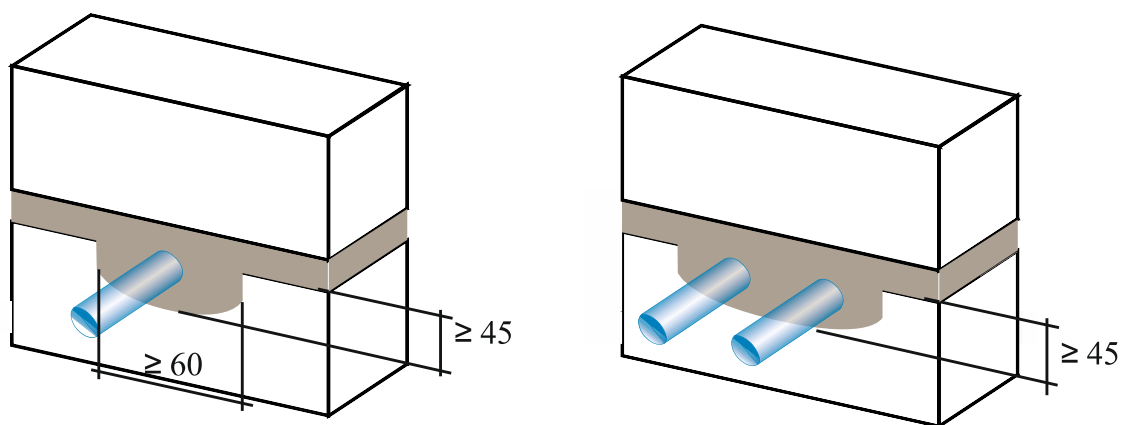


1 – қашықтықтағы бекіткіштер, 2 - арматура

11.2-сурет – Қашықтықтан бекіткіштер көмегімен көлденең ерітінді жіктеріндегі арматураға арналған қорғаныс қабатының бірыңғай қалыңдығын қамтамасыз ету [3]

а)

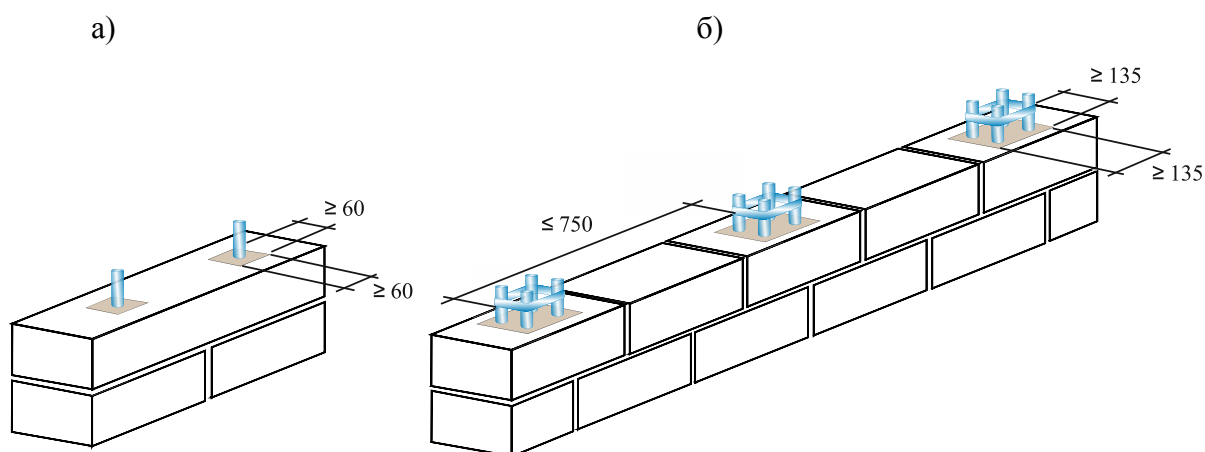
б)



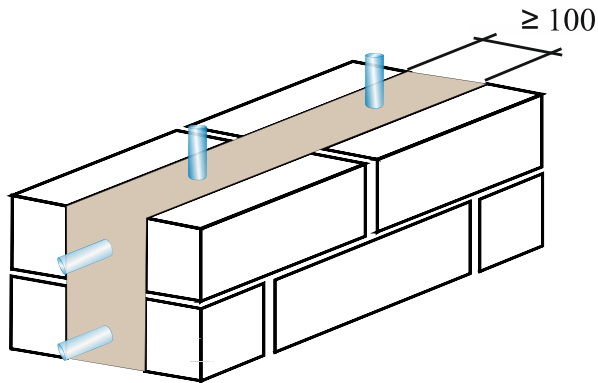
11.3-сурет – Тас блоктарынан тұратын көлденең қалау жіктеріндегі бірлік (а) және қосарлы (б) арматуралардың орналасуы [10]

11.3 Бойлық арматуралауды арматура шыбықтарын қабат биіктігі бойынша тас блоктарының қуысына енгізу және қуыстарды 10 мм фракциялы толтырғыштардан тұратын пластифицирленген жылжымалы бетон қоспасымен кейінгі реттік бетондау арқылы орындаған жөн. Қысу қызметін атқаратын арматура шыбықтарының түйіскен жерлерінде нығыздау көлемі кем дегенде арматура шыбығының 10 диаметрін құрауы қажет. Ал созу қызметі жағдайында бұл көрсеткіш 20 арматуралық шыбық диаметрін құрауы тиіс.

11.4 Тас блоктардың бос қуыстары толтырылатын бетон мен арматураның жанасуын қамтамасыз ету үшін, тік қуыстардың минималды өлшемі 11.4-суретте көрсетілген көрсеткіштерге сәйкес келуі қажет. Көп қабатты қабырғалардың ішкі арматураланған бетон қабатының минималды қалыңдығы 11.5-суретте келтірілген.



11.4-сурет – Бос тас блоктардың бетонмен толтырылатын арналарындағы тік арматура шыбықтарының орналасуы [10]



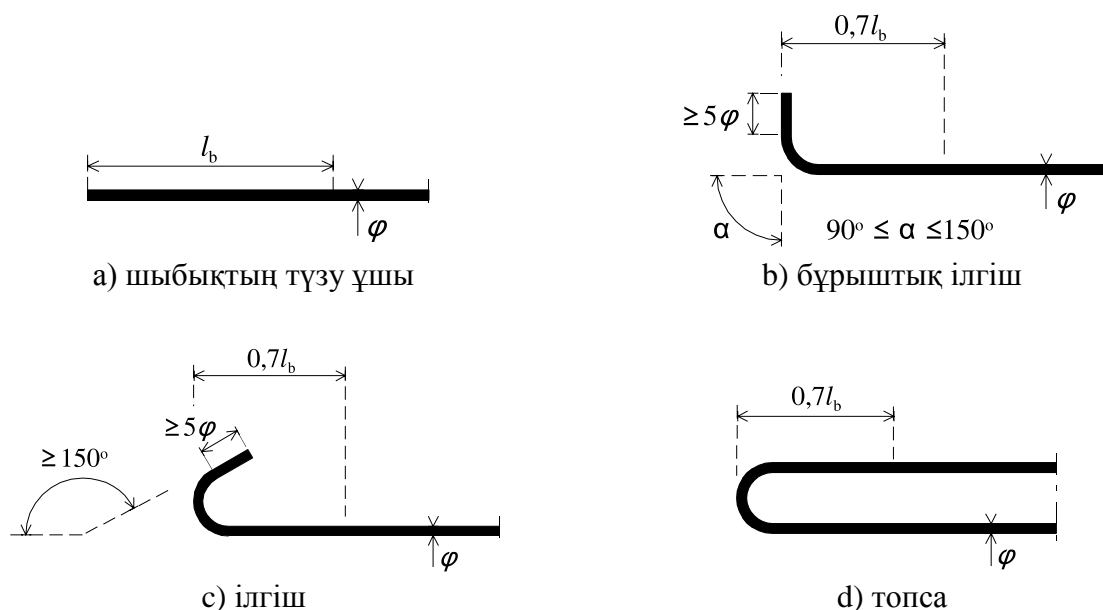
11.5-сурет – Көп қабатты қалау орнының бетонмен толтырылатын қуыстарындағы көлденең және тік арматура шыбықтарының орналасуы [10]

11.5 Арматураның көлденең қимасының минималды ауданы кем дегенде төмендегідей болуы қажет:

- құрылыс элементінің тас қалауы қимасының тиімді ауданының 0,5 %, мұнда арматура оның беріктігін есепке ала отырып ескеріледі;
- қабырғаның жалпы көлденең қимасының 0,03 %, мұнда арматура оның жарылуға беріктілігін арттыру мақсатында қолданылады;
- жылжыту қызметін атқаратын тас конструкцияның жалпы көлденең қимасының 0,05 %;
- көлденең күш түсіру әрекеттеріне қызмет ететін қабырғаның көлденең қимасының жалпы ауданының 0,03 %;
- алдын ала күш түсірілетін конструкция элементінің көлденең қимасының жалпы ауданының 0,05 %, мұнда көлденең арматура негізгі арматураны анкерлеу аймағындағы қысымды тарату үшін қолданылады.

11.6 Арматура шыбықтарының минималды диаметрі 5 мм болуы тиіс. Қалыңдығы (0,5-3) мм болатын жіңішке желімді ерітінді жіктерінде таспен қалау кезінде қоспа материалдардан жасалған арматура торларын қолдану ұсынылады (5.5-сурет). Егер арматуралық бұйым конструктивті емес түрде қолданылса, онда дәнекерленген немесе тоқылған болат торлардың бойлық шыбықтарының диаметрі кем дегенде 1.25 мм болуы, ал болат тоқылған тордағы бойлық шыбықтар айналасындағы көлденең сым орамдарының саны кем дегенде 1,5 болуы қажет.

11.7 [8.2.5.1(2,3)] Құрылыс ерітіндісіне немесе бетонға арматураны анкерлеуді шыбықтардың тікелей ұштарының, ілгіштер мен топсалардың (8.3-сурет) көмегімен немесе анкерлік тіректер арқылы жүзеге асыруға болады. Бұған балама ретінде, тиісті анкерлік тіректер арқылы күш түсіруге болады. Түзу шыбық ұштарымен немесе ілгіштердің көмегімен анкерлеуді диаметрі 8 мм асатын тегіс шыбықтар үшін қолданбаған жөн. Ілгіштер мен топсалар қысыңқы арматура үшін қолданылмайды.



11.6-сурет – Арматураның анкерлік бекіту элементтері
[ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

11.8 [8.2.5.1(4,5)] Жанасудың тұрақты күш түсіруі жағдайында, l_b тікелей арматура шыбықтарын анкерлеу аймағының қажетті ұзындығын мына формула бойынша анықтаған жөн:

$$l_b = \gamma_m \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bod}}, \quad (11.1)$$

мұндағы ϕ – арматураның тиімді диаметрі;

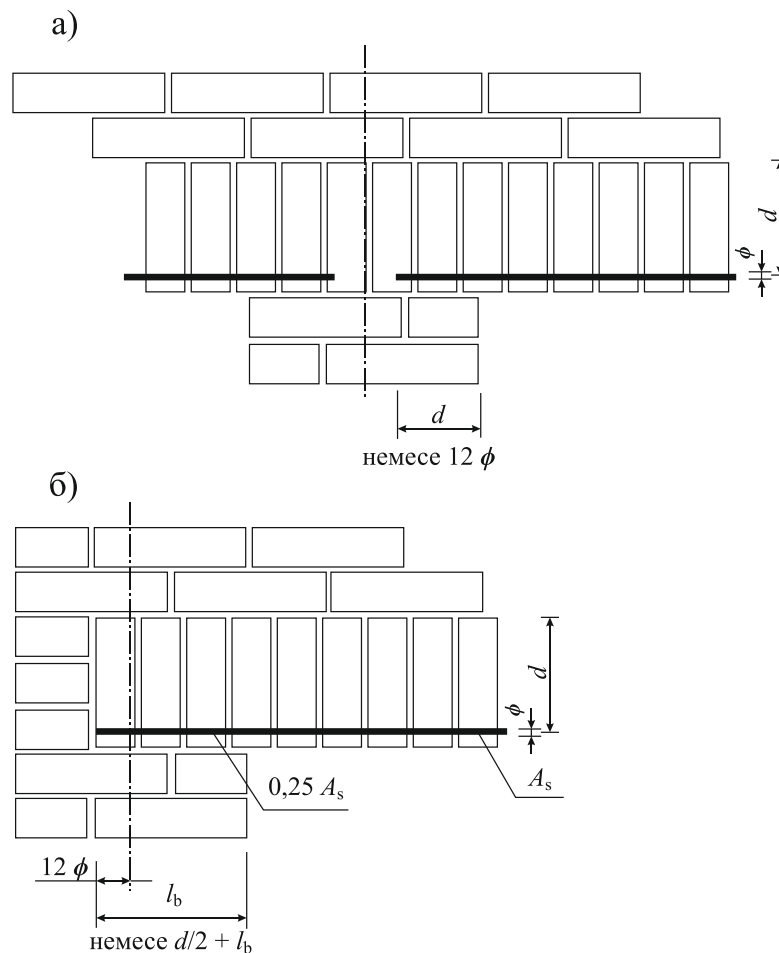
f_{yd} – ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 2.4.1-т. және 3.4.2-т. сәйкес арматураның есептік кедергісі;

f_{bod} – 3.5 немесе 3.6-кестенің, сонымен қатар, ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011, 3.6.4-т. және 2.4.1-т. талаптарына байланысты арматураның жанасуының есептік кедергісі.

Ілгіштерден және топсалардан тұратын шыбық ұштары үшін созылмалы күш түсіру кезіндегі шыбықтарды анкерлеу аймағының ұзындығын $0,7l_b$ дейін қысқартуға рұқсат етіледі.

11.9 [8.2.5.1(7)] Арматура шыбықтарын анкерлеу аймағының ұзындығы бойынша бірқалыпты таратылған көлденең арматура қарастырылуы тиіс, мұндағы кем дегенде бір шыбық иілген анкерлеу аймағында орналасуы қажет. Көлденең арматура қимасының жалпы ауданы анкерлеу аймағының ұзындық бойына бекітілген арматура шыбығының көлденең қимасы ауданының кем дегенде 25 % құрауы тиіс.

11.10 [8.2.5.1(8)] Көлденең жіктердегі арматура торларын анкерлеу аймағының ұзындығын ҚР СТ EN 846-2 сәйкес сынақтар негізінде алынған нормативтік жанасу беріктігі бойынша анықтаған жөн. Созылған арматураны тас тіреуіштердің үстінен анкерлеу қағидалары 11.7-суретте көрсетілген.



11.7-сурет – Созылған арматураны аралық (а) және шеткі (б) тас тіреуіштердің үстінен анкерлеу қағидалары [3]

11.11 [8.2.5.2] Екі арматура шыбығының l_b айқаспалы түйісінің ұзындығын (11.1) формула бойынша анықтаған жөн. Іс жүзіндегі түйіс ұзындығын мынаған тең деп алу қажет (11.8-сурет):

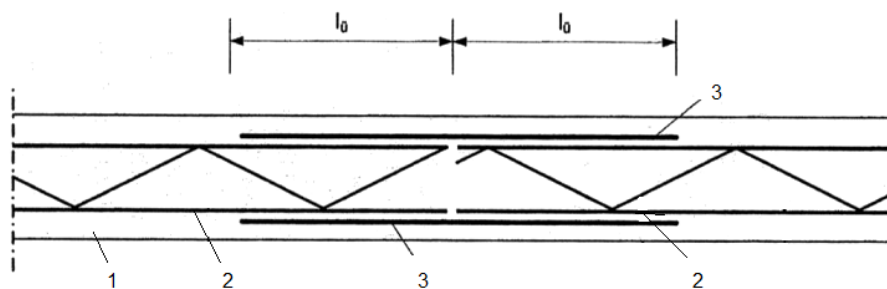
l_b – қимада 30 % төмен шыбықтар түйіскен болуы және көлденең бағытта түйіскен шыбықтар арасындағы ара қашықтық шыбық диаметрінің он еселенген мәнінен кем емес болуы жағдайындағы қысылу және созылу кезіндегі арматура шыбықтары үшін,

$1,4l_b$ – қимада шыбықтардың 30 % және одан көп бөлігінің түйісуі немесе көлденең бағытта түйіскен шыбықтар арасындағы ара қашықтық шыбық диаметрінің он еселенген мәнінен кем болуы жағдайындағы созылу кезіндегі арматура шыбықтары үшін,

$2l_b$ – қимада шыбықтардың 30 % және одан көп бөлігінің түйісуі немесе көлденең бағытта түйіскен шыбықтар арасындағы ара қашықтық шыбық диаметрінің он еселенген мәнінен кем болуы жағдайындағы созылу кезіндегі арматура шыбықтары үшін.

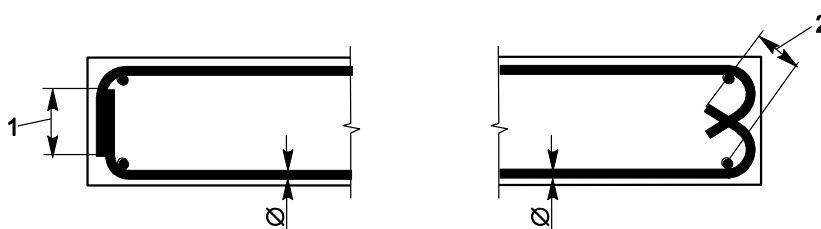
11.12 [8.2.5.2(5)] Көлденең жіктерде арматуралық торларды қолдану кезінде түйісу ұзындығын ҚР СТ EN 846-2 сәйкес сынақтар негізінде нормативтік жанасу беріктілігінің көмегімен анықтайды.

11.13 [8.2.5.3(1)] Жылжыту қызметін атқаратын арматураны анкерлеуді 11.9-суреттегі сызбаларға сәйкес жүзеге асырған жөн.



1 – тас қабырға, 2 – арматура, 3 - арматураның түйіскен жерлеріндегі айқас жабынның арматура шыбықтары

11.8-сурет – Арматураның түйісу орындарындағы айқас жабын ұзындығы [33]



а) Бұрыштық ілгішпен

б) Ілгішпен

1) 10 ϕ немесе 70 мм, үлкен мән қолданылады;

2) 5 ϕ немесе 50 мм, үлкен мән қолданылады.

**11.9-сурет – Жылжыту қызметін атқаратын арматураны анкерлеу
[ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]**

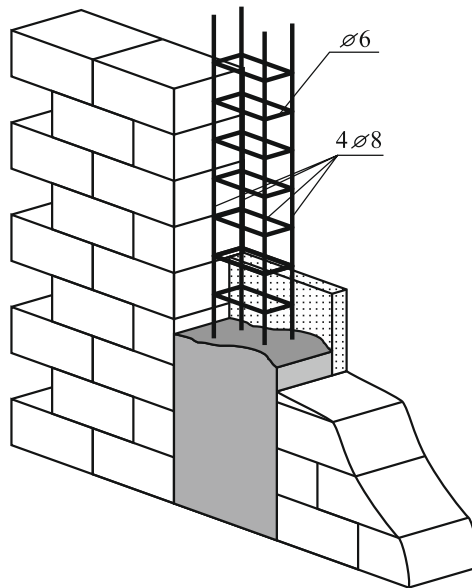
11.14 [8.2.5.4(1)] Шыбықтардан өзге, элементтің барлық бойымен өтетін, иілу қызметін атқаратын құрылыс элементтерінде, соның ішінде, тіреуіштерде әрбір арматура шыбығының есеп бойынша талап етілмейтін қимасының анкерлеу аймағының ұзындығы элемент қимасының жұмыстық биіктігіне тең немесе шыбықтың 12 еселенген мәніне тең болуы қажет. Екі мәннің үлкенін қолданады. Мүмкін болатын барлық есептік күш түсіру жағдайларында келесі талаптардың тым болмаса біреуі орындалмаса, арматура тартылу аймағынан жұлынбауы тиіс:

– арматура шыбықтары теориялық жұлыну нүктесінен анкерлеу аймағының қажетті ұзындығынан шығып кетсе;

– арматура аяқталатын қимадағы жылжу кезіндегі қиманың іс жүзіндегі беріктігі бұл қимадағы есептік жылжыту күшінен 2 есеге асып түседі;

– бойлық арматура бөлігінің жұлыну қимасындағы толық ұзындық бойымен өтетін бойлық арматура қимасының ауданы иілу сәтін қабылдауға қажетті арматура қимасының ауданынан 2 есеге асып түседі.

11.15 [8.2.6] Қысылған арматура шыбықтарының беріктігін жоғалтуын болдырмау үшін, диаметрі кем дегенде 4 мм болатын және бойлық шыбықтардың максималды диаметрінің 0.25 құрайтын көлденең арматура немесе қамыттар қолдану қажет. Қамыттар арасындағы ара қашықтық келесі мәндердің ең кішісінен аспауы тиіс: қабырғаның минималды көлденең өлшемінің немесе 300 мм немесе көлденең арматура диаметрінің 12 еселенген мәнінің ең кішісі (11.10-сурет).



11.10-сурет – ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011 сәйкес тас қабырғалардағы арматураның минималды өлшемдері (мм түрінде) [3]

11.16 [8.2.7] Көршілес параллель орналасқан арматура шыбықтары арасындағы ара қашықтық толтырғыштың ірі фракциясының өлшемі мен оған қосылатын 5 мм немесе шыбық диаметрінен немесе 10 мм кіші болмауы қажет. Мәндердің ішіндегі ең үлкені қолданылады. Жылжыту қызметін атқаратын арматура жағдайында қамыттар арасындағы ара қашықтық конструкция элементінің көлденең қимасының жұмыстық биіктігі мәнінің 0,75-нен немесе 300 мм аспауы тиіс. Кіші мән қолданылады. Егер жұмыстық арматура арналарға немесе бос денелі блок қуыстарына немесе ұлғайтылған монолитті тік жіктерге (қалау қалталарында) негізделетін болса, онда жұмыстық арматура қимасының жалпы ауданы бетон қимасының немесе арна ерітінділерінің немесе қалталар қимасының 4 %-нан аспауы қажет. Бойлық арматураның түйісу аймақтарында бұл мән 8 % аспауы тиіс.

11.17 [6.3.10(4)] Қорғалмаған конструкциялық болатты қолдану кезінде арматура қорғанысын қалыңдығы c_{nom} болатын бетон қабаты қамтамасыз етуі қажет, оның ұлттық қосымшаға сәйкес ұсынылған мәндері 11.1-кестеде келтірілген.

11.18 [3.3.2(3)P] ҚР ҚН EN 1996-2:2006/2011 сәйкес қолдану кезінде толтыруға арналған бетонның ыңғайлы төселгіштігі (технологиялығы) аралық кеңістіктің толықтай толтырылуын қамтамасыз етуі тиіс.

11.19 [3.3.2(4)] S3 бастап S5 дейін конустың шөгу кластары немесе ҚР СТ EN 206-1 сәйкес F4 бастап F6 дейін жайылу кластары көптеген жағдайда белгіленген талаптарға сәйкес келеді. Минималды өлшемі 85 мм қуыстарда S5 немесе S6 конус шөгу кластарын қолдану қажет. Аққыштығы жоғары бетондарды қолданған кезде бетонның қатты шөгуін төмендету шараларын қарастыру қажет.

11.20 [3.3.2(5)] Бетондағы толтырғыштардың максималды өлшемі 20 мм аспауы тиіс. Минималды өлшемі 100 мм немесе арматураның бетон қабатының биіктігі 25 мм төмен болатын аралық кеңістіктерді толтыру кезінде түйірдің максималды өлшемі 10 мм аспауы қажет.

11.1-кесте – Конструкциялық болаттан жасалған арматураға арналған бетонның

қорғаныстық қабатының $c_{\text{ном}}$ минималды қалыңдығының ұсынылған мәндері
[ҚР ҚН EN 1996-1-1:2005/2011]

Қоршаған орта класы	Цементтің минималды мөлшері ^{a)} , кг/м ³				
	275	300	325	350	400
	Максималды су-цемент қатынасы				
	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Бетонның қорғаныстық қабаты қалыңдығының минималды мәндері, мм				
MX1 ^{b)}	20	20	20 ^{c)}	20 ^{c)}	20 ^{c)}
MX2	—	35	30	25	20
MX3	—	—	40	30	25
MX4 и MX5	—	—	—	60 ^{d)}	50

^{a)} Қоспа құрамы номиналды фракция өлшемінің мәні 20 мм аспайтын стандарт толтырғыштарды қолдануға негізделген. Өзге фракция өлшемдерін қолдану кезінде түйір өлшемдері 14 мм дейінгі толтырғыштар үшін цемент мөлшерін 20 %, ал түйір өлшемі 10 мм дейінгі толтырғыштар үшін 40 % арттырады.

^{b)} MX1 қоршаған орта класына сәйкес келу үшін, минималды бетон төсемінің 15 мм болуы кезінде, балама түрде 1 : 0 – ¼ : 3 : 2 (цемент: әктас: құм: көлемдік үлес түрінде түйірінің өлшемі 10 мм болатын толтырғыш) қатынасындағы қоспаны қолдануға рұқсат етіледі.

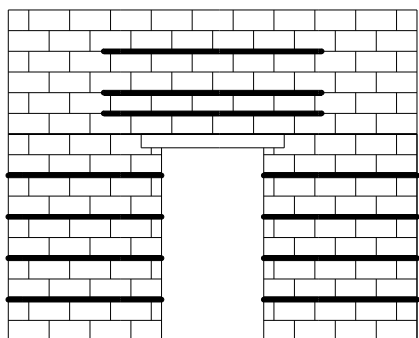
^{c)} Егер толтырғыш түйірі өлшемінің номиналды мәні 10 мм аспайтын болса, бетон төсемінің көрсеткішін 15 мм түріндегі минималды мәнге дейін төмендетуге болады.

^{d)} Ылғалды бетонның үсіп қалу қаупі бар болған жағдайда, аязға төзімді бетон қолдану қажет.

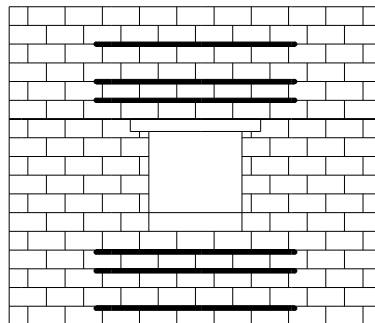
А қосымшасы
(ақпараттық)

Көлденең ерітінді жіктерді арматуралау

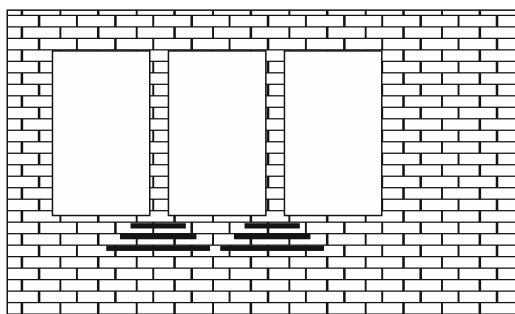
а)



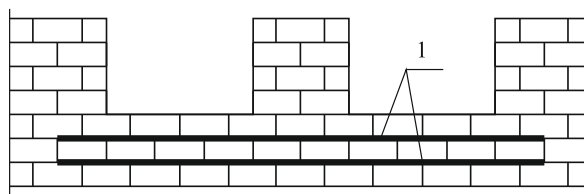
б)



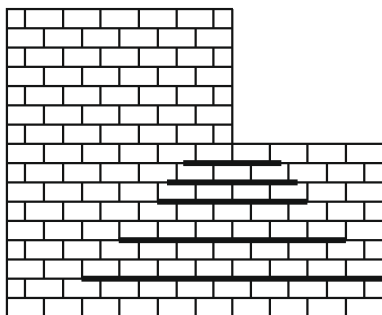
в)



г)

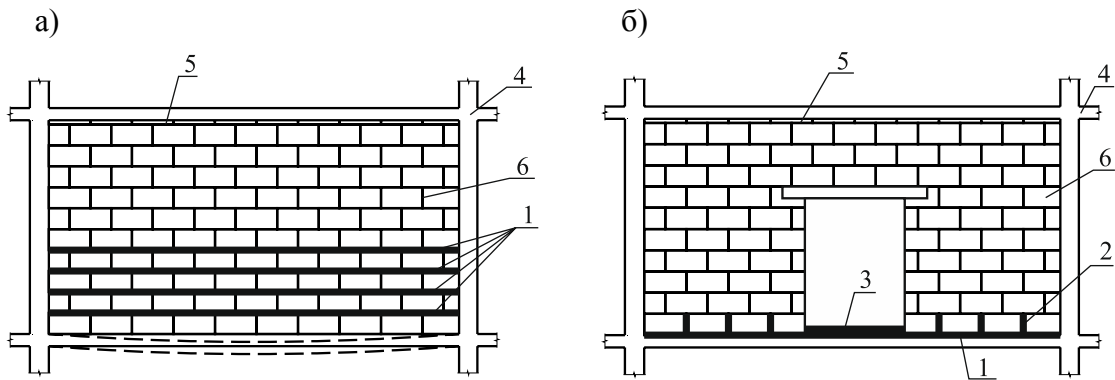


д)



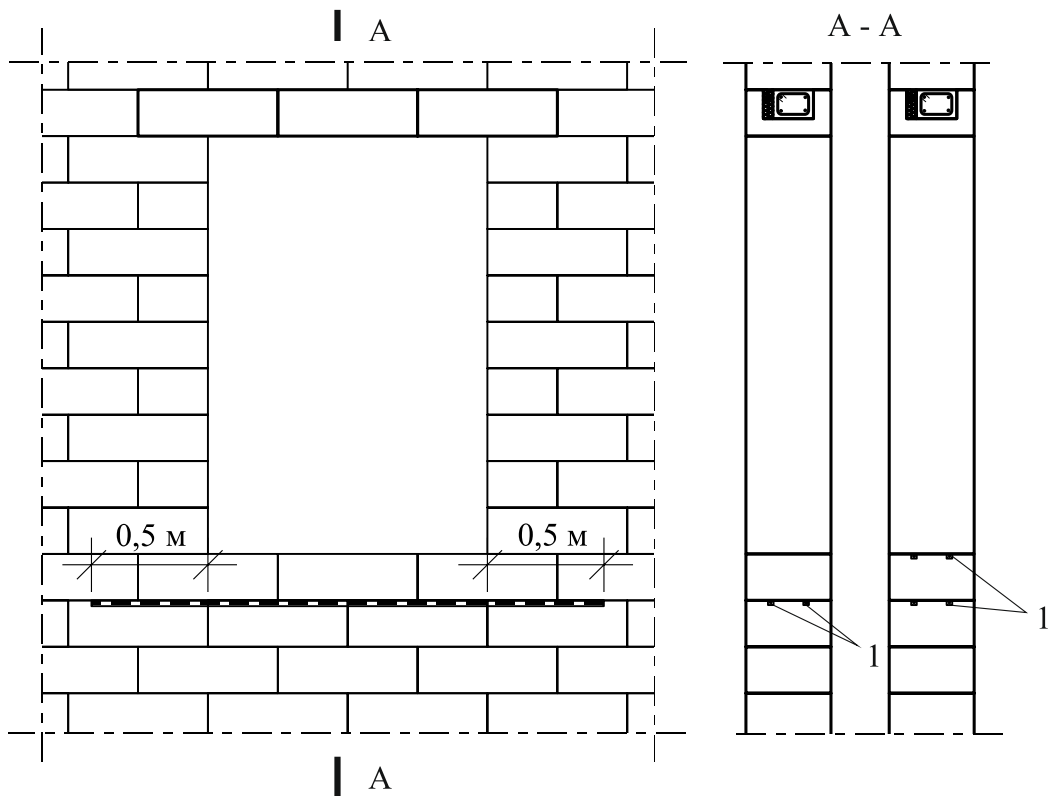
1 – көлденең арматура

А.1-сурет – Созылу кернеулері шоғырланған аймақтарда қалаудың көлденең ерітінді жіктерінде арматураның орналасуы: есік (а) және терезе (б, в, г) ойықтарында, биіктігі төмендейтін қабырға бөліктерінде (д) [22]



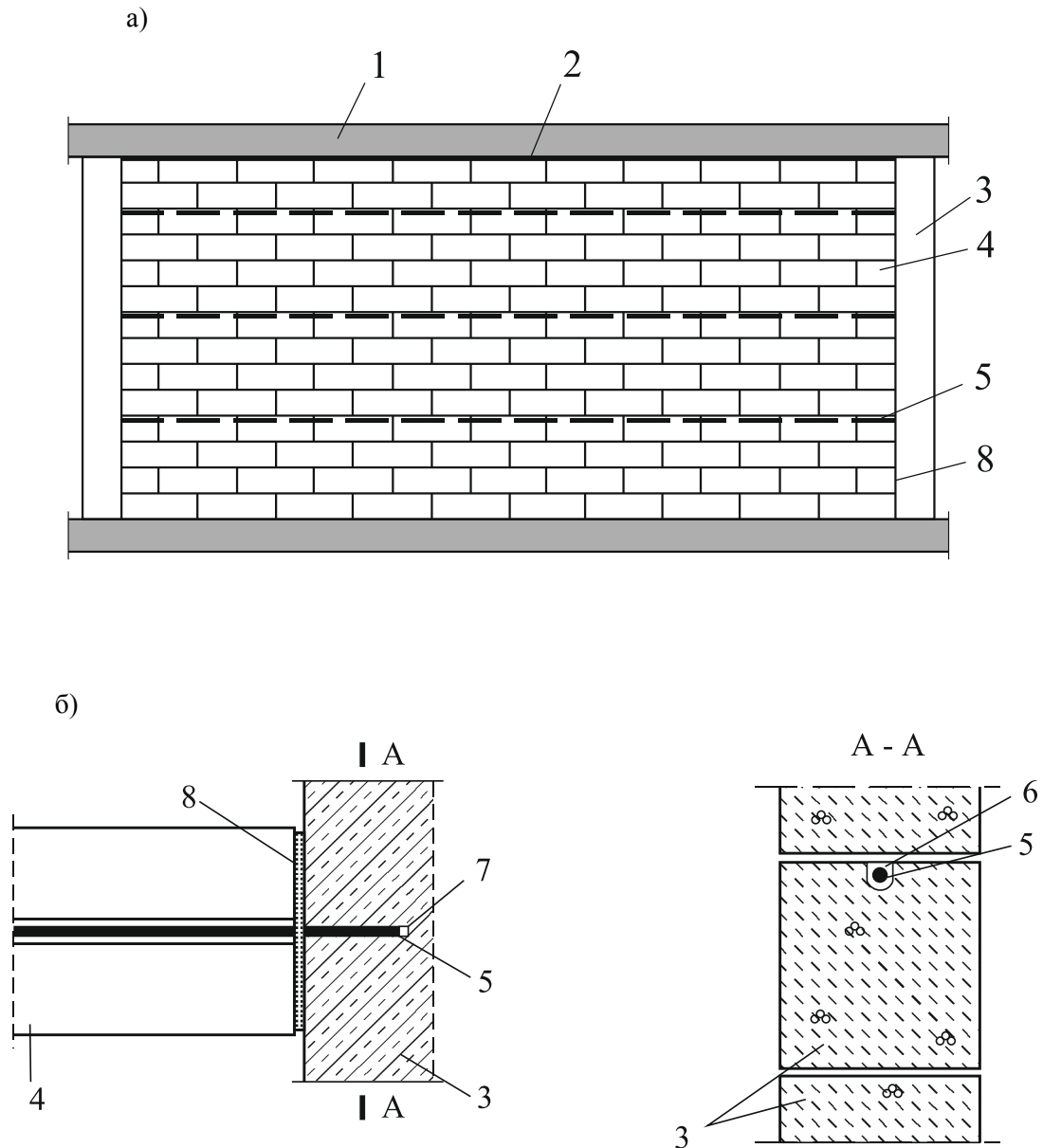
1 - көлденең арматура, 2 – анкерлік пластиналар, 3 – еден сылағы, 4 – темірбетон қаңқа, 5 – арақабырға және аражабын арасындағы деформациялық жік, 6 – аражабын

А.2-сурет – Есік ойықтары жоқ (а) және есік ойықтары бар (б) қатты иілген аражабындарда тұрғызылатын өздігінен көтергіш тас арақабырғаларды арматуралау [22]



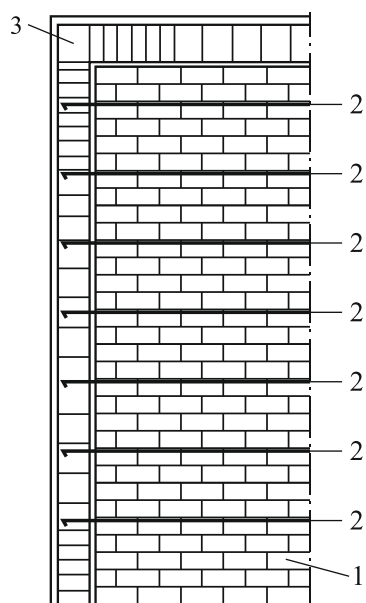
1 – көлденең арматура шыбықтар

А.3-сурет – Ұяшықты бетон блоктардан жасалған тас қабырғалардың терезе алды бөліктерін көлденеңінен арматуралау [25]



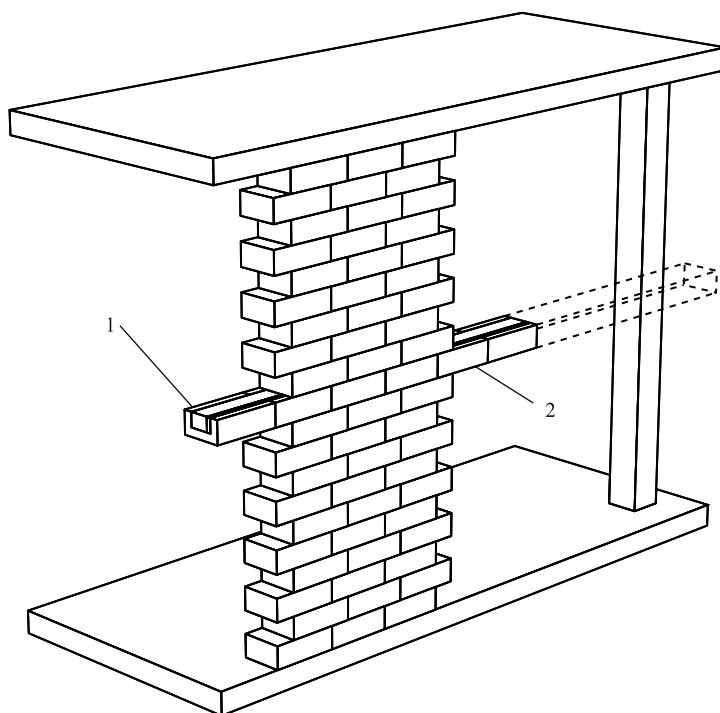
1 – темірбетон аражабын, 2 – көлденең деформациялық жік, 3 – көлденең тас қабырға,
4 – арақабырғаның тас блоктары, 5 – көлденең арматура шыбықтар, 6 – арматураны төсеуге
арналған тас блоктардағы көлденең жырашықтар, 7 – саңылау, 8 – тік дыбысоқшаулағыш төсеме

**А.4-сурет - Көлденең қабырғаларда тас арақабырғаларды оларды анкерлеумен
көлденең арматуралау: а) – қабырға қасбеті, б) – тас арақабырғаны көлденең
қабырғалармен түйінdestіру [25]**



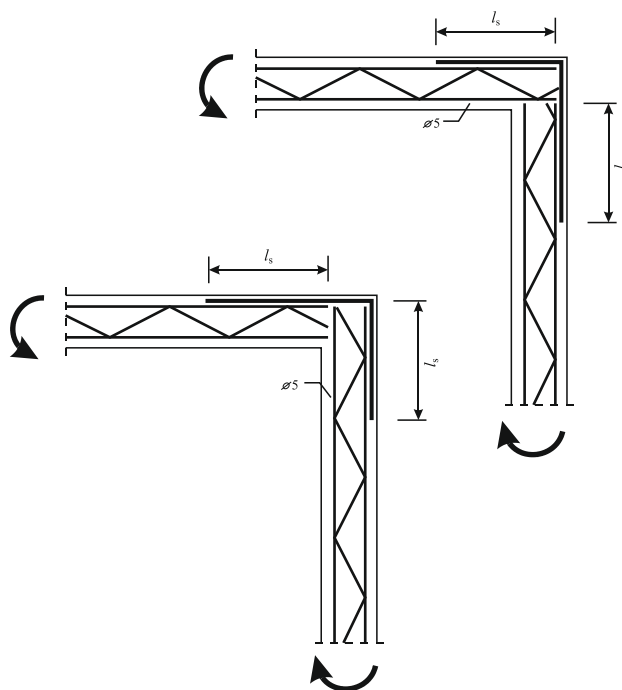
1 – тас қалау, 2 – темірбетон қаңқамен 3 біріктірілген көлденең арматура

А.5-сурет – Сейсмикалық әсерге ұшырайтын ғимараттың темірбетон қаңқасының толтырғыш тас қабырғаларын арматуралау [6]

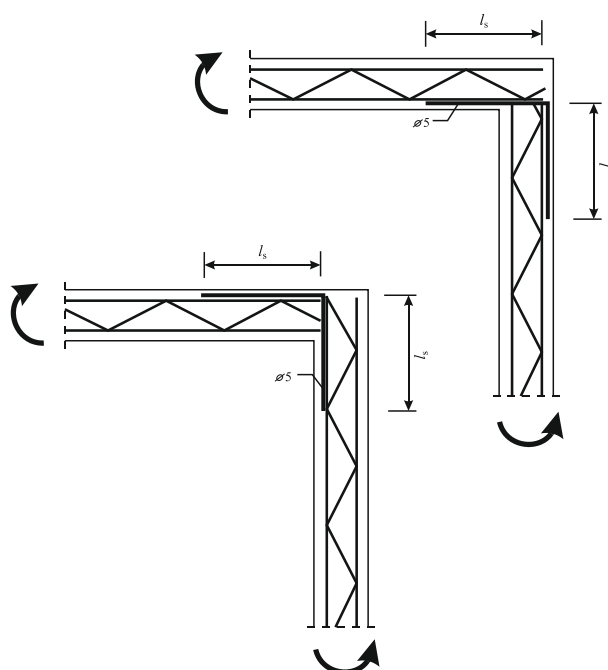


1 – көлденең арматура шыбықтар, 2 – көлденең жырашықтары бар тас блоктар

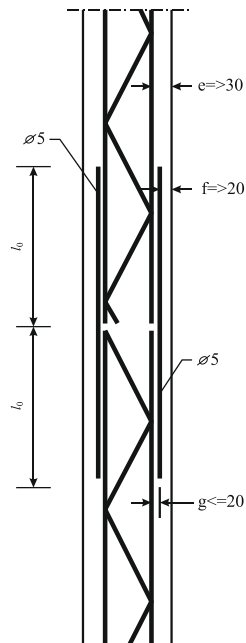
А.6-сурет -Арматураны төсеуге арналған көлденең жырашықтары бар тас блоктарды қолданумен тас қабырғаларды көлденең арматуралау [25]



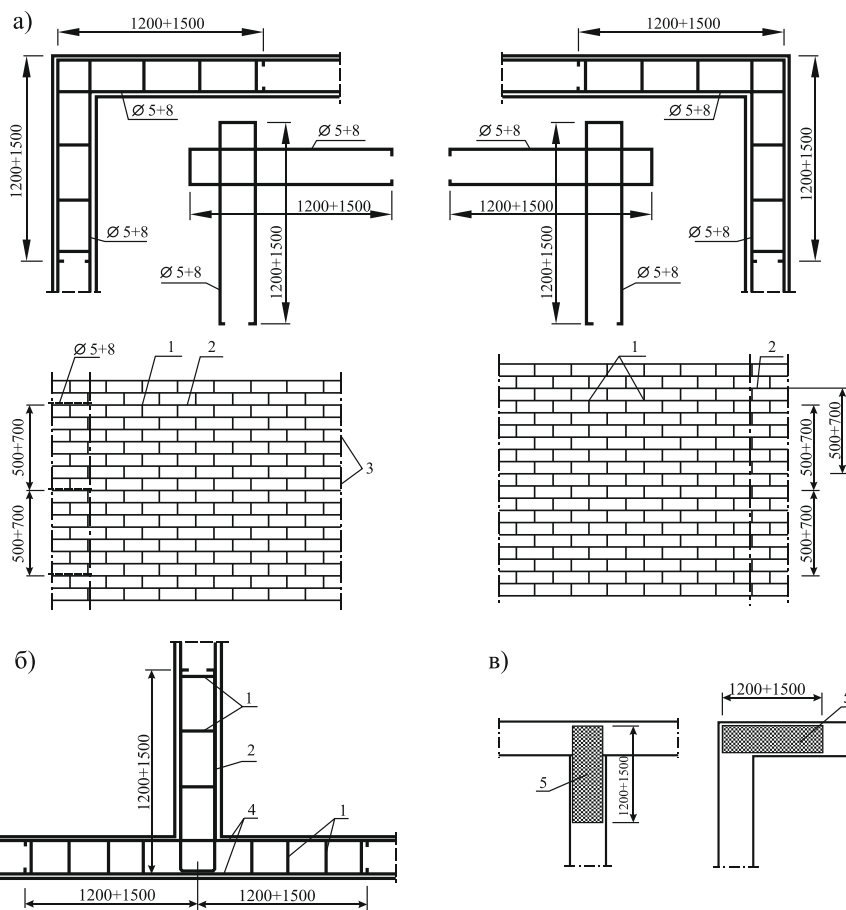
А.7-сурет - Оң иілу моменті әсері кезінде тас ғимараттардың бұрыш аймақтарын Murfor торларымен көлденең арматуралау [34,35,36]



А.8-сурет - Теріс иілу моменті әсері кезінде тас ғимараттардың бұрыш аймақтарын Murfor торларымен көлденең арматуралау [34,35,36]

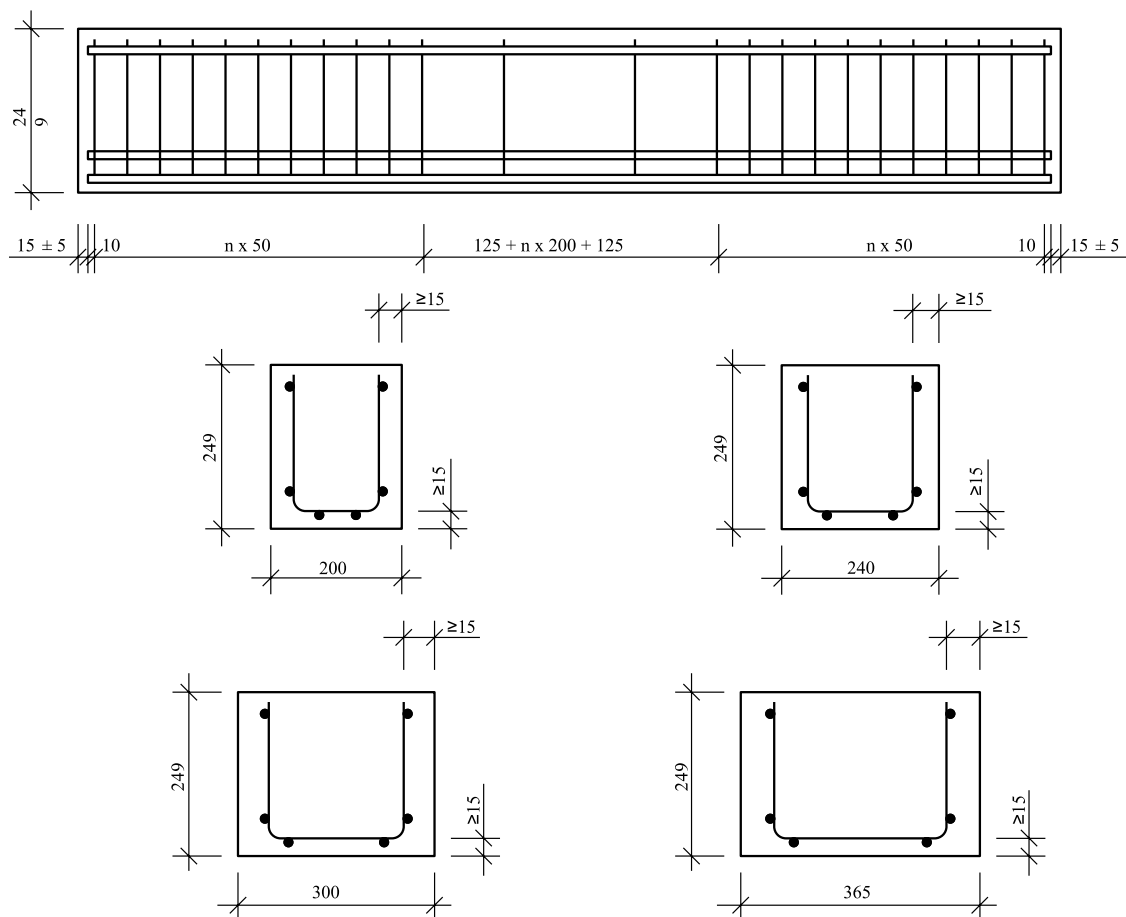


А.9-сурет – Көлденең ерітінді жіктердің ұзындығы бойынша Murfor арматура торларын түйістіру (өлшемдері мм) [34,35,36]

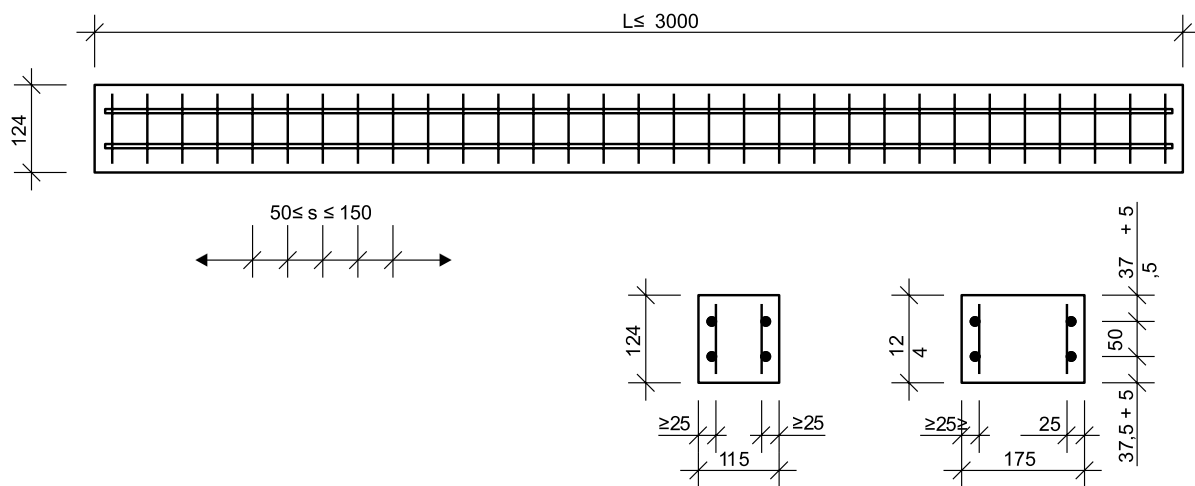


1 – қамыттар, 2 – арматура шыбықтар, 3 – арматурасы бар көлденең ерітінді жіктер, көлденең шыбықтар, 5 – арматура торлар (барлық өлшемдер мм)

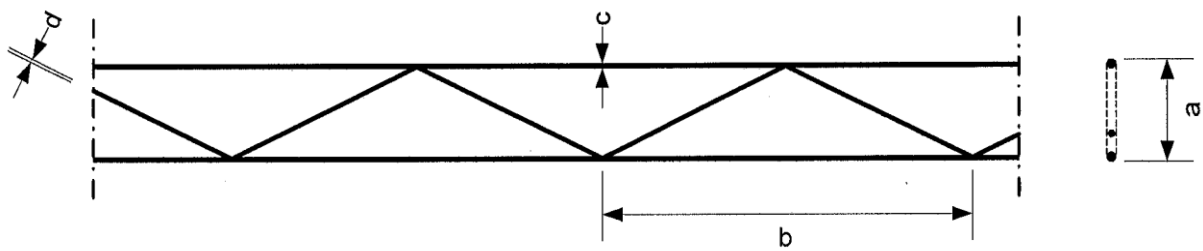
А.10-сурет – Тас ғимараттардың бұрыштарын көлденең арматуралау және қабырғалардың арматура шыбықтармен (а,б) және торлармен (в) қиылысуы [6]



А.11-сурет – Ұяшықты бетон блоктардан жасалған қабырғалар үшін ұяшықты бетоннан жасалған зауытта дайындалған маңдайшаларды арматуралау [25]



А.12-сурет – Ұяшықты бетон блоктардан жасалған қабырғалар үшін ұяшықты бетоннан жасалған зауытта дайындалған маңдайшаларды арматуралау [25]



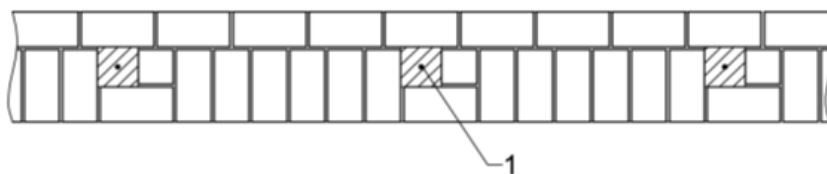
Murfor арматура торларының ерекшеліктері

Тип	Өлшемдері (мм)			
	a	b	c	d
GER/S - 50	50	406	5	3,75
GER/S - 100	100	406	5	3,75
GER/S - 150	150	406	5	3,75
GER/S - 180	180	406	5	3,75

А.13-сурет – Тас маңдайшаларды арматуралау үшін қолданылатын Murfor арматура торларының өлшемдері [34,35,36]

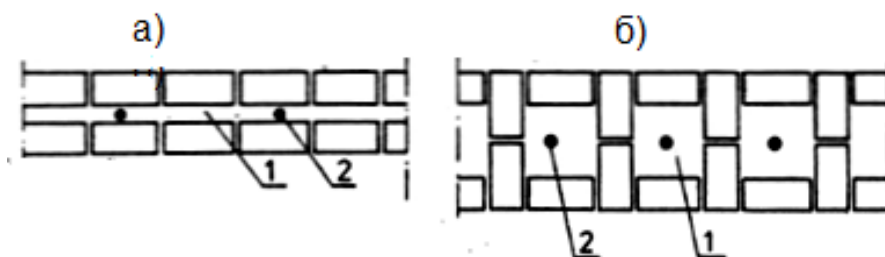
Б қосымшасы
(ақпараттық)

Тік (бойлық) арматуралау



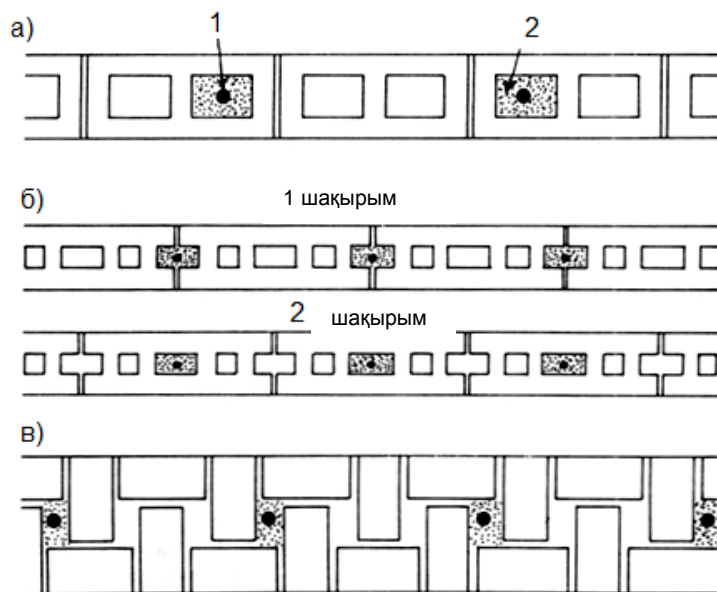
1 – тік арматура

Б.1-сурет – Қалыңдығы 1,5 кірпіш тас қабырғаны тік арматуралау 1 [31]



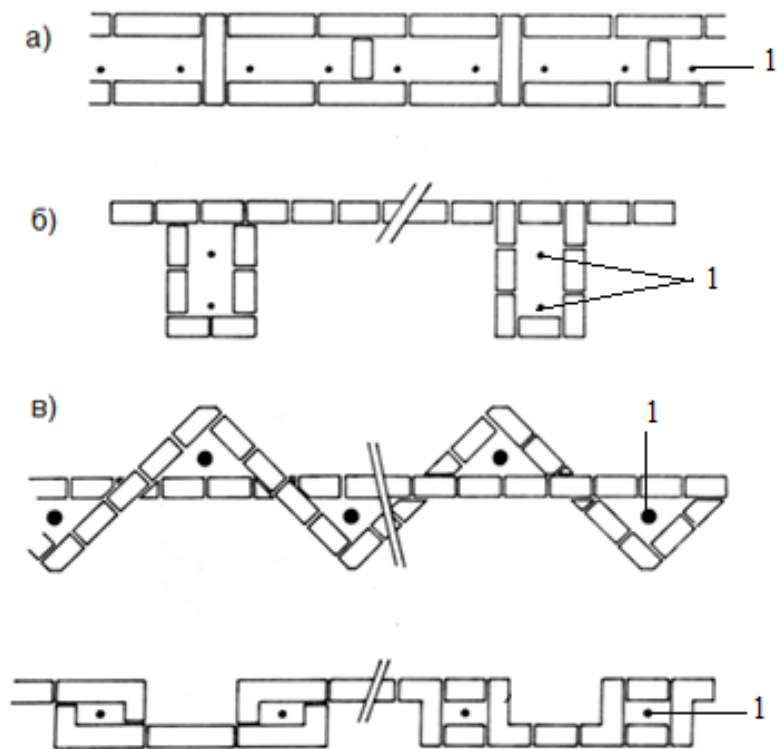
1 – құйылатын бетон, 2 – арматура

Б.2-сурет – Көп қабатты қабырғаларды (а) және құдықты қалауы бар қабырғаларды (б) тік арматуралау [6]



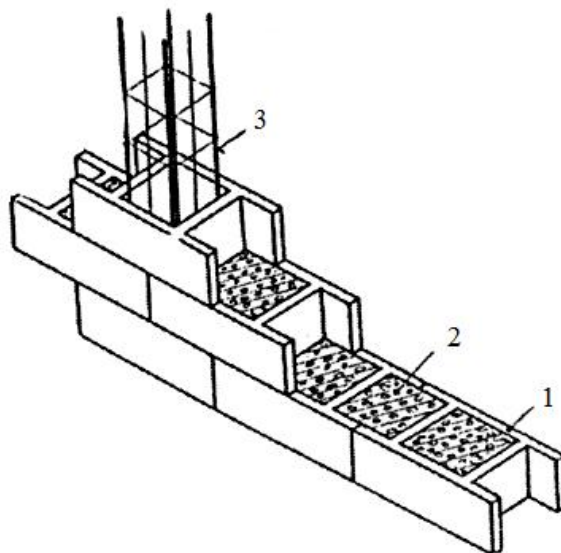
1 – тік арматура, 2 – құйылатын бетон

Б.3-сурет – Бетон блоктардан жасалған қабырғаларды (а, б) және құдықты қалауы бар керамикалық тастардан жасалған қабырғаларды (в) тік арматуралау [13]



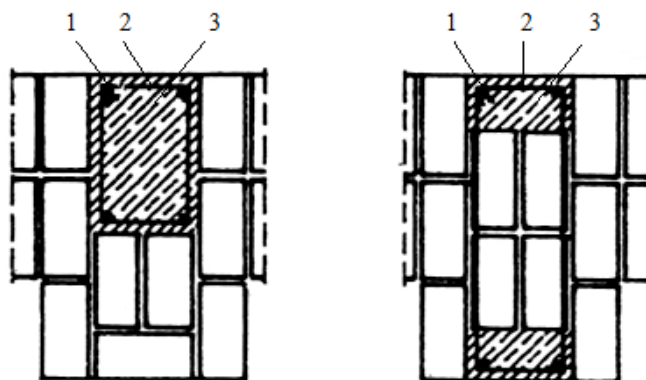
1 – тік арматура шыбықтар

Б.4-сурет – Құдықты қалауы (а) бар, жауырындық қабырғасы бар (б) қабырғаларды және сынық түрдегі қабырғаларды (в) тік арматуралау [13]



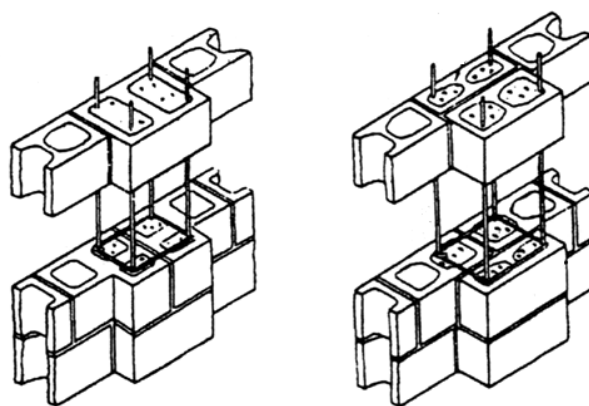
1 – бетон блоктар, 2 - толтыруға арналған бетон, 3 – тік арматура қаңқа

Б.5-сурет – Астау тәрізді бетон блоктардан жасалған қабырғаларды тік арматуралау

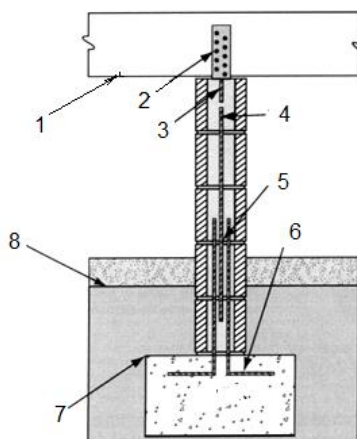


1 – тік арматура шыбықтар, 2 – қамыттар, 3 – толтыруға арналған бетон

Б.6-сурет – Тас қабырғалардың жауырындық қабырғаларын тік арматуралау тәсілдері [6]

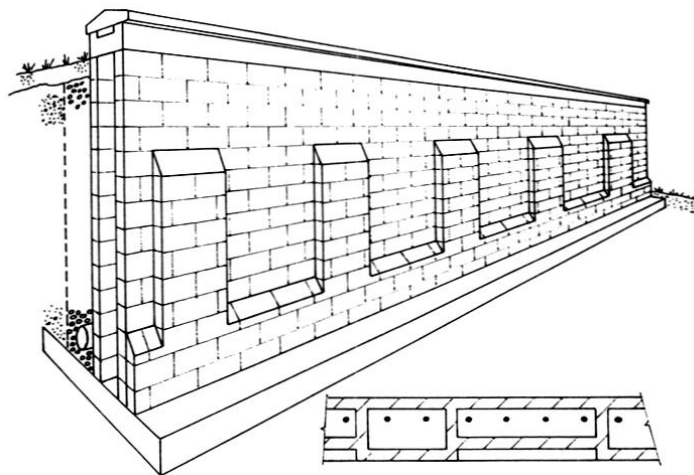


Б.7-сурет – Қуысты бетон блоктардан жасалған жауырындық қабырғалары бар қабырғаларды тік арматуралау [8]

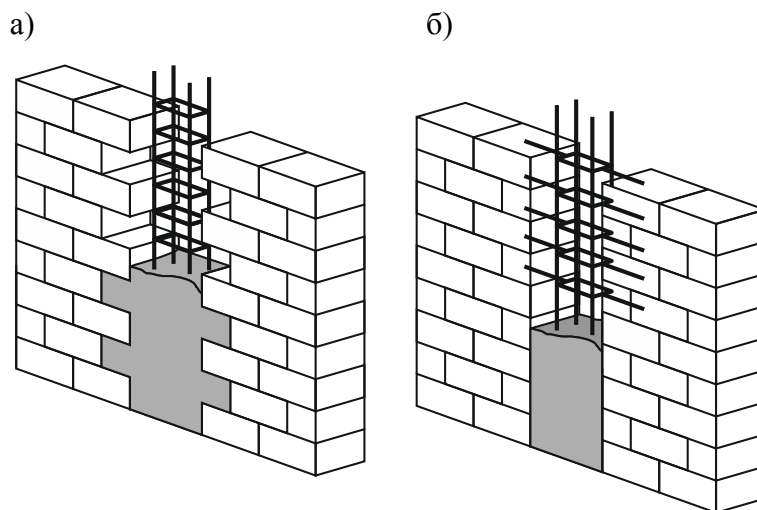


1 – жабынның ағаш арқалығы, 2 – жалғағыш элемент, 3 – бетонда элементті 2 анкерлеу, 4 – тік арматура, 5 – арматураны аяқас жабынға жалғау, 6 – іргетаста арматураны анкерлеу, 7 – іргетас, 8 – топырақ және еден арасындағы гидрооқшаулау

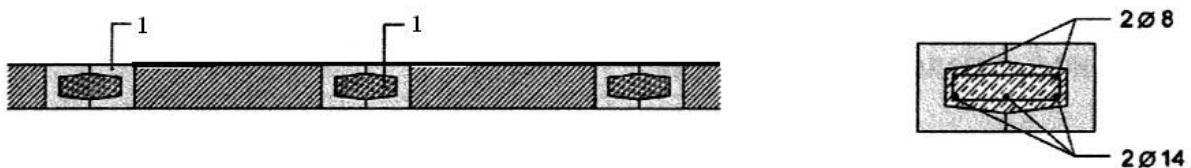
Б.8-сурет – Бетон блоктардан жасалған ішкі қабырғаны тік арматуралау [14]



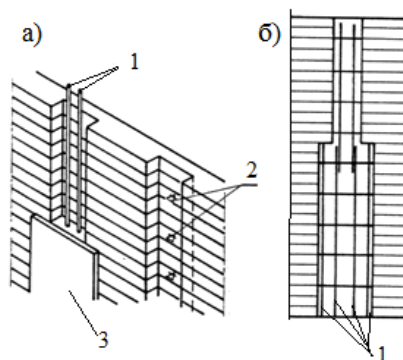
Б.9-сурет – Тірек тас қабырғаларды тік арматуралау [13]



Б.10-сурет – Тас қабырғаларды штрабтар (а) және металл анкерлер (б) көмегімен қалаумен жалғанған тік темірбетон қойындылармен арматуралау [3]

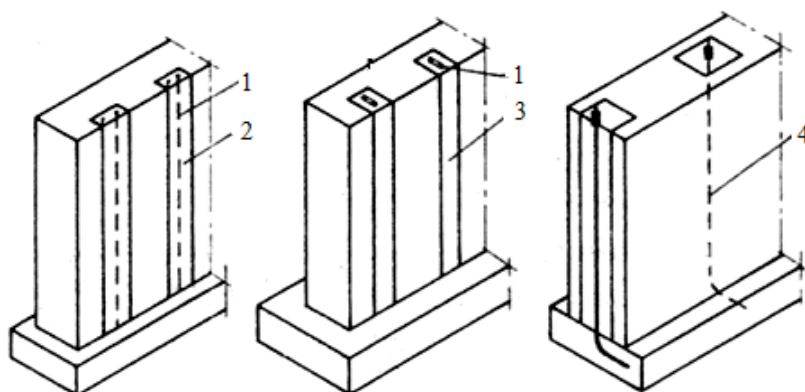


Б.11-сурет – Арасындағы кеңістігі арматурамен және құйма бетонмен толтырылған қимасы астауша тәрізді тас блоктардан тұратын тік қойындылармен 1 жергілікті тас қабырғаларын арматуралау [7]



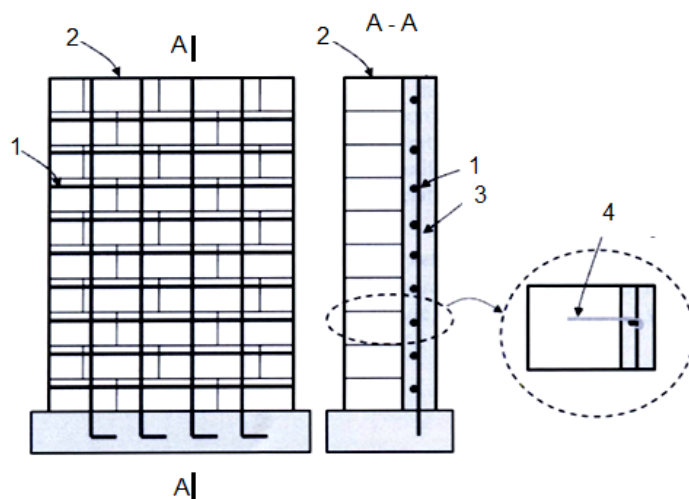
1 – тік арматура шыбықтар, 2 – қалауда арматура шыбықтардың бекіткішінің көлденең анкерлері,
3 – қалыптау

Б.12-сурет – Қабырғалардың тік ойықтарында арматураны тұтас құю арқылы қалауды арматуралау [6]



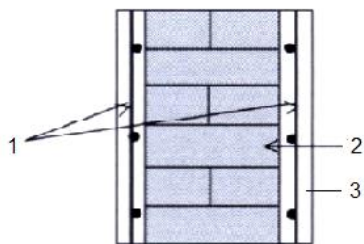
1 – тік шыбықты арматура, 2 – қалау ерітіндісі, 3 – толтыруға арналған бетон,
4 – алдын ала кернелген арматура

Б.13-сурет - Жертөле қабырғаларын арматуралау тәсілдері [6]



1 – арматура тор, 2 – тас қабырға, 3 – торкретбетон, 4 – торды тас қалаумен жалғайтын анкер

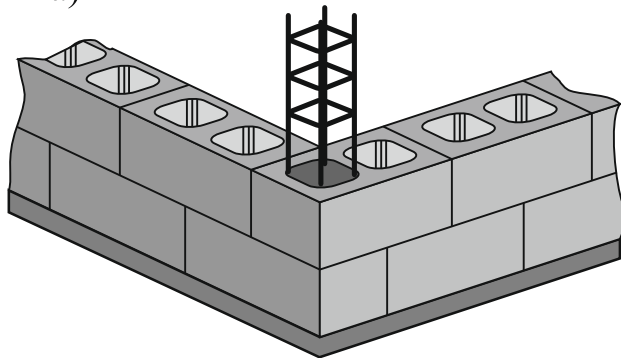
Б.14-сурет - Темірбетон қаптаманың тас қабырғаларын арматуралау [14]



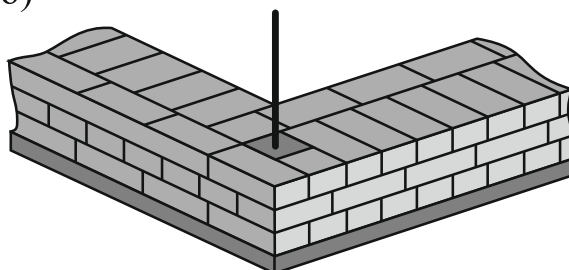
1 – арматура торлар, 2 – тас қалау, 3 – торкретбетон

Б.15-сурет - Тас қабырғаларды темірбетон құрсамалармен арматуралау

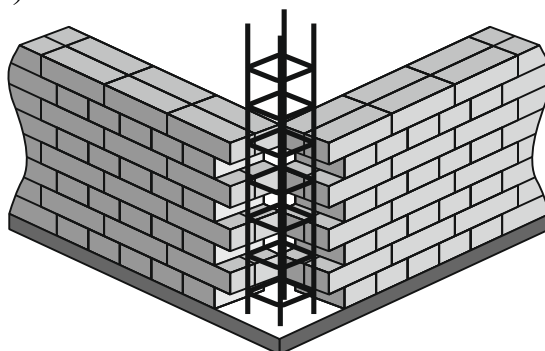
а)



б)



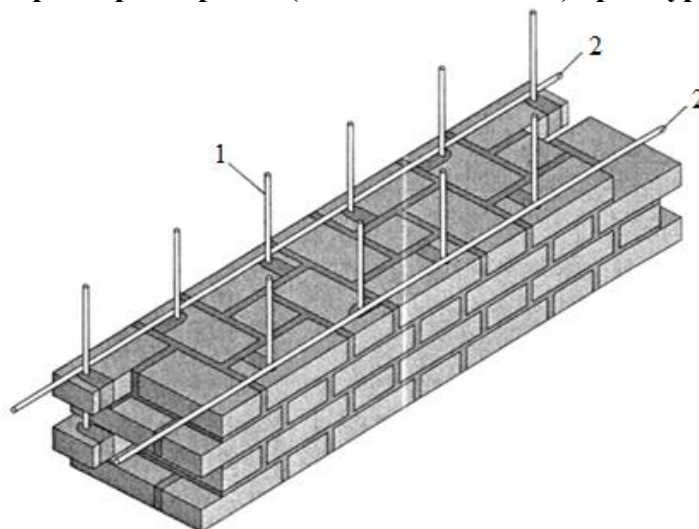
в)



Б.16-сурет – Қуысты бетон блоктардан (а) және әртүрлі тәсілдермен байланған тастардан қабырғалармен тас ғимараттардың бұрыштарын тік арматуралау [3]

В қосымшасы
(ақпараттық)

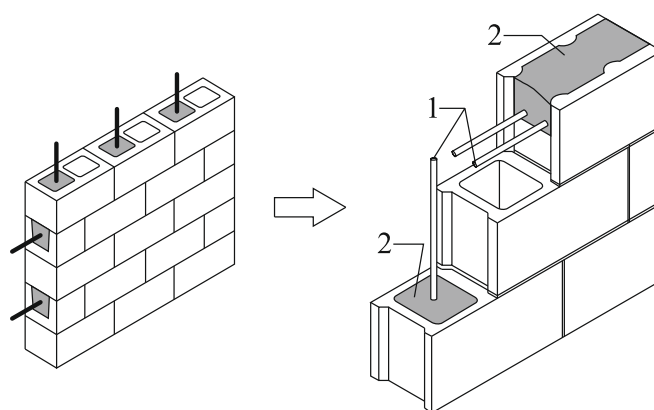
Қабырғаларды аралас (көлденең және тік) арматуралау



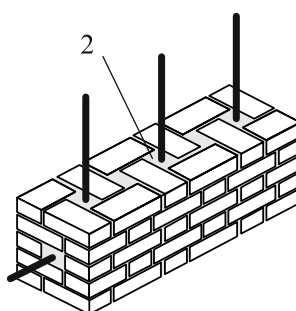
1 – тік арматура, 2 – көлденең арматура

В.1-сурет – Тас қалауды аралас арматуралау [3]

а)

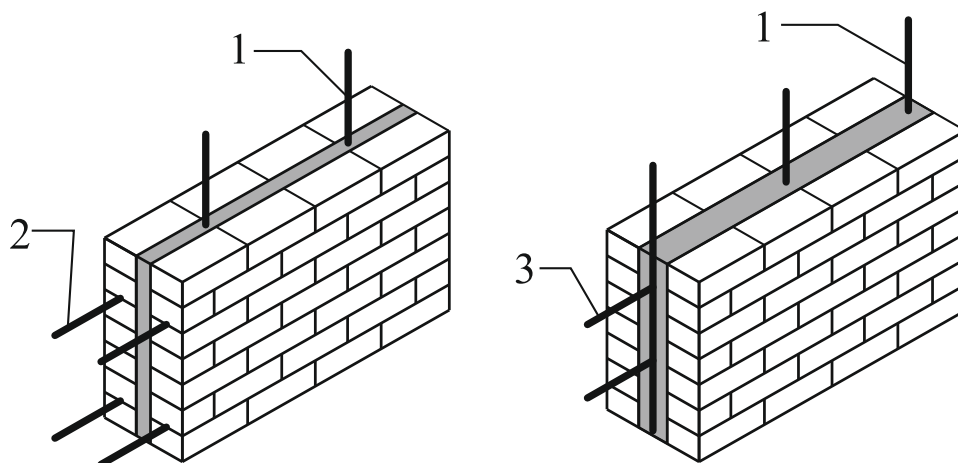


б)



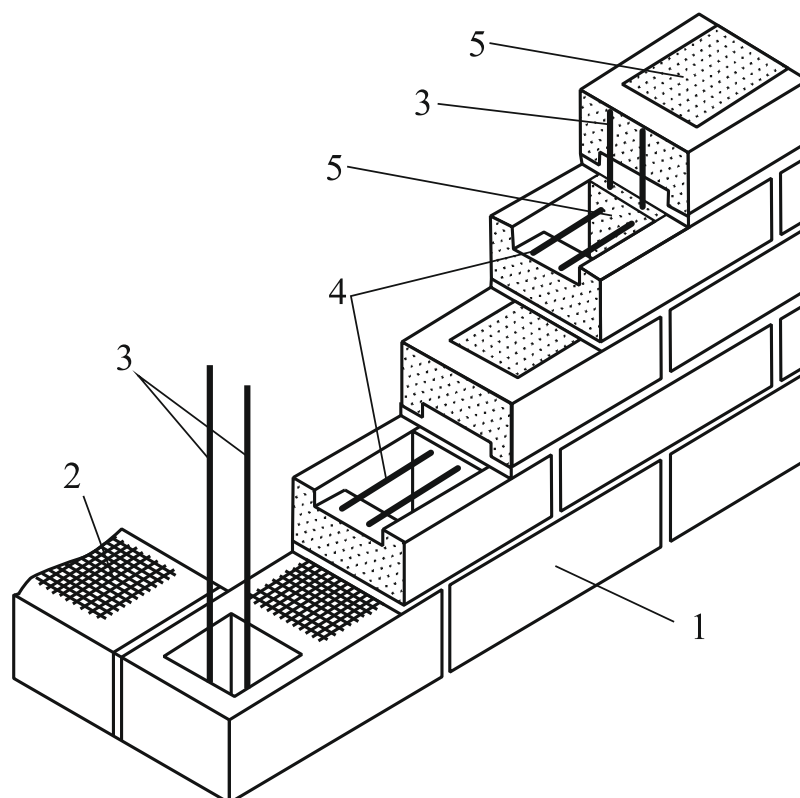
1 – арматура, 2 – бетонмен толтыру

В.2-сурет – Қуысты бетон блоктардан жасалған қабырғаларда (а) және құдықты қалауы бар қабырғаларда (б) көлденең және тік арматураны салу [16,19,21]



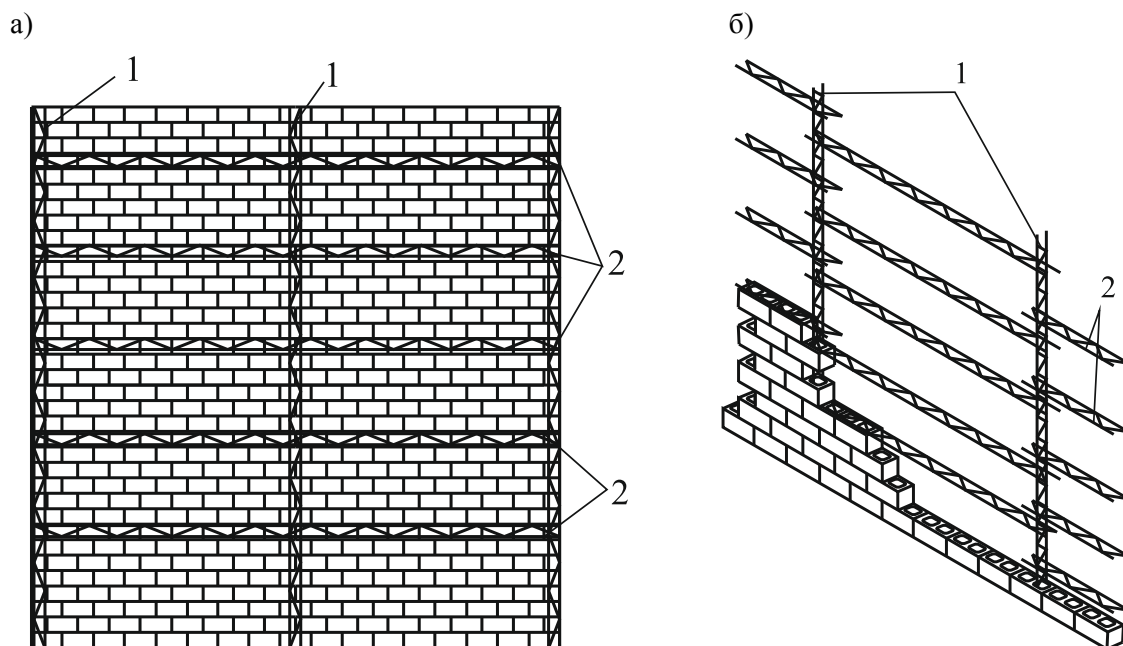
1 – тік шыбықты арматура, 2 – тас сыртқы қабаттардың ерітінді жіктеріндегі көлденең арматура, 3 – ішкі бетон қабаттағы көлденең арматура

В.3-сурет – Ортаңғы қабаты құйма бетоннан жасалған үш қабаты тас қабырғаларды аралас арматуралау мысалдары [16,19]

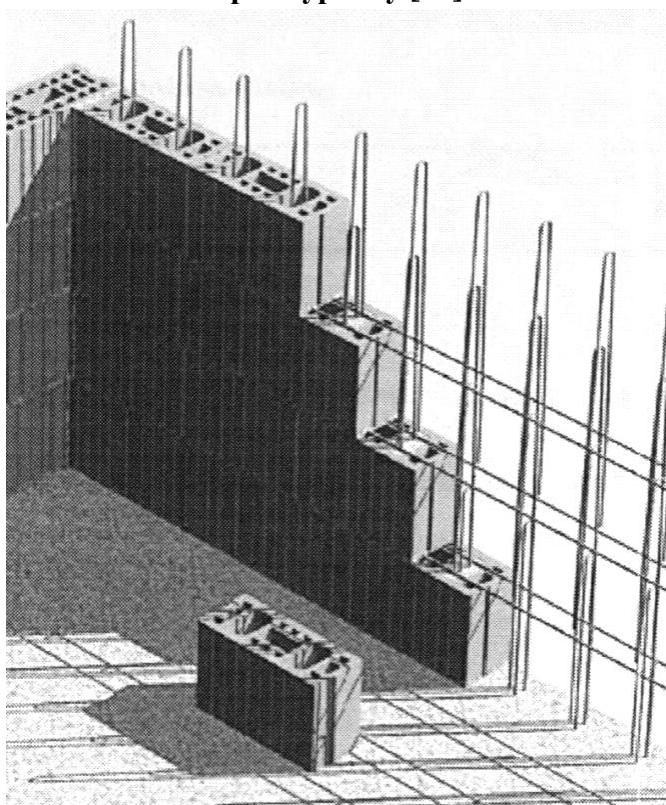


1 – темірбетон блоктар, 2 – көлденең арматура торлар, 3 – тік арматура, 4 – көлденең шыбықты арматура, 5 – тұтас құю бетоны

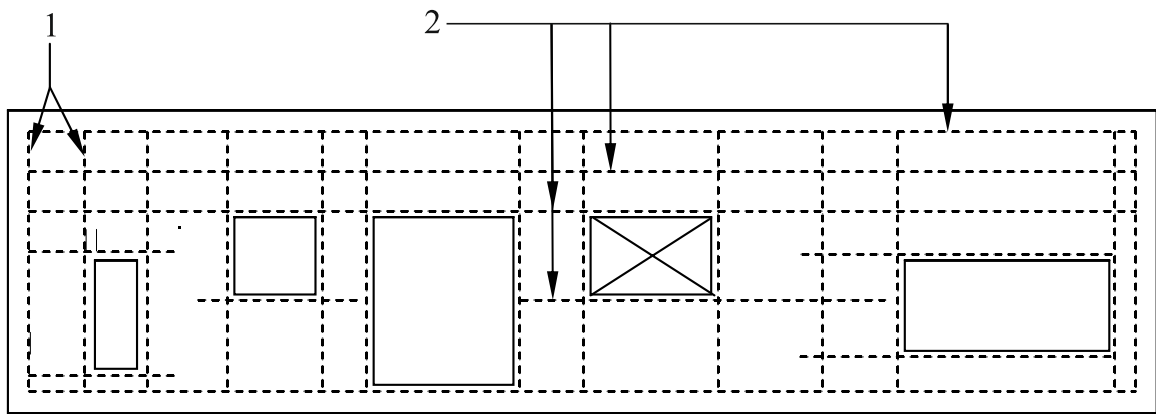
В.4-сурет – Қуысты бетон блоктардан жасалған қабырғаны аралас арматуралау [19]



В.5-сурет – Murfor фирмасының тік 1 және көлденең 2 торларымен қабырғаларды арматуралау [33]

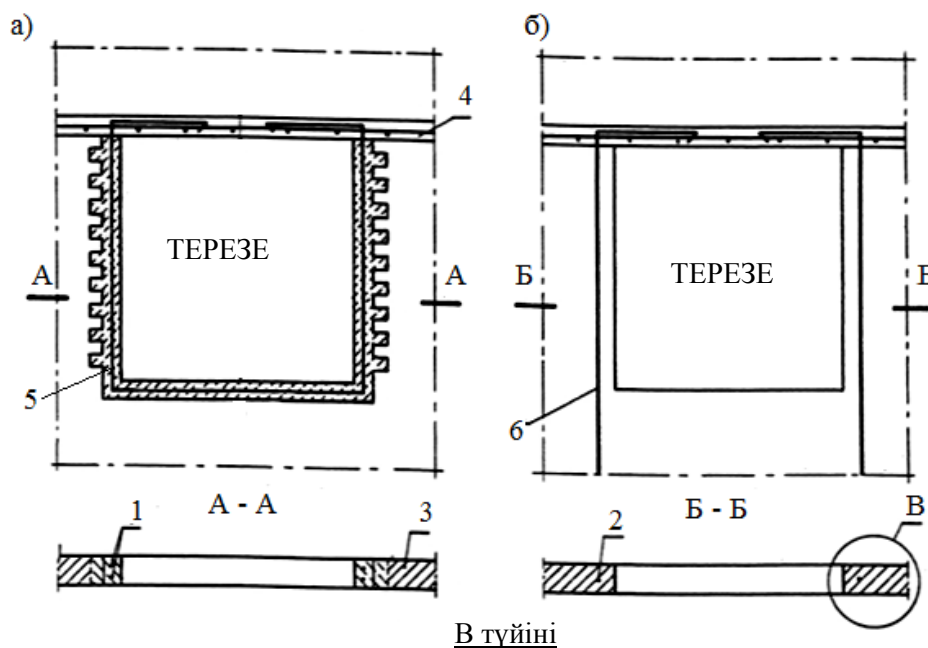


В.6-сурет – Murfor жүйесінде қуысты блоктардан жасалған қабырғаларды аралас арматуралау қағидасы [33]



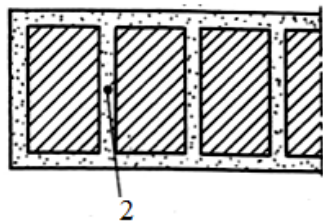
1 – тік арматура, 2 – көлденең арматура

В.7-сурет – Терезе және есік ойықтары бар тас қабырғаларды арматуралау мысалы [12]

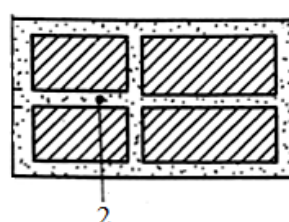


В түйіні

Қалаудың бірінші қатары

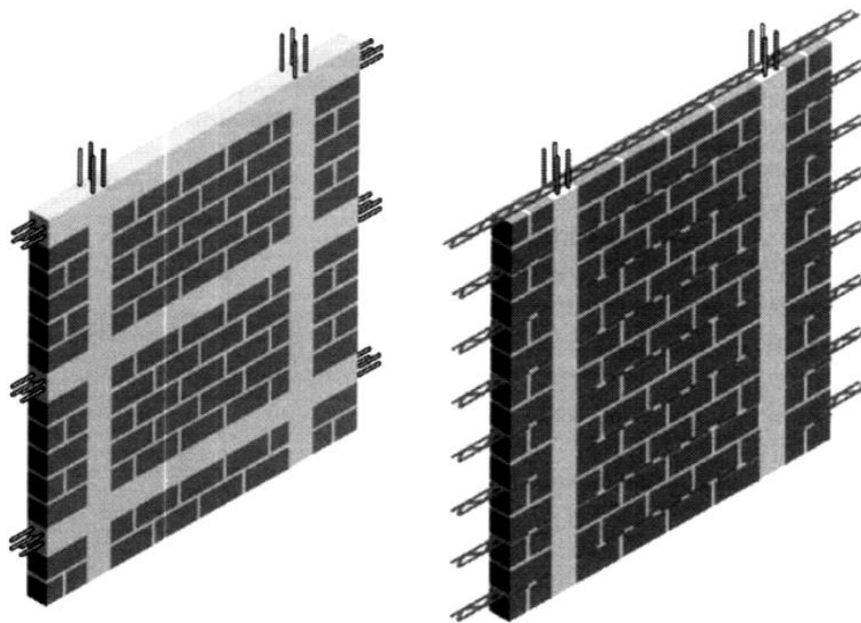


Қалаудың екінші қатары

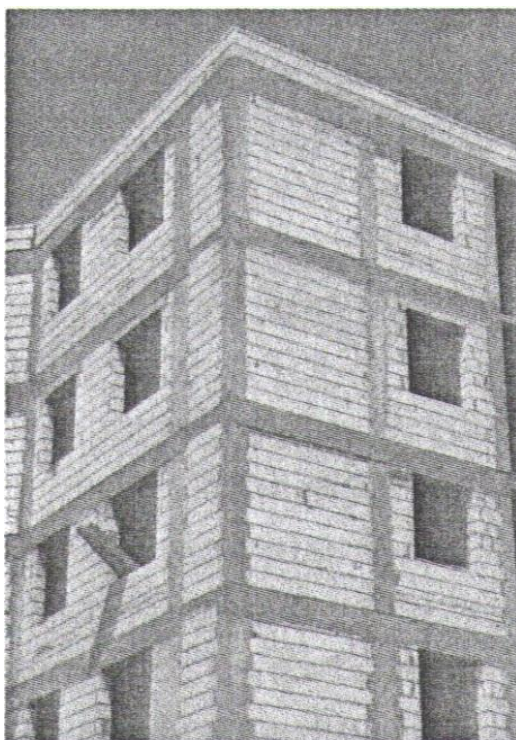


1,2 – арматура шыбықтар, 3 – тас қалау, 4 – маңдайшалар деңгейіндегі темірбетон белдік, 5 – темірбетон жақтауша, 6 – іргетаста анкерленген тік арматура

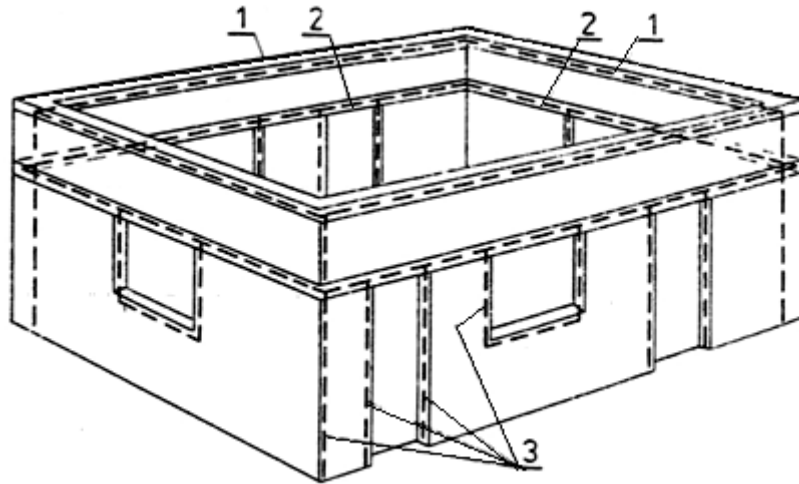
В.8-сурет – Сейсмикалық әсерлерге ұшыратылған тас қабырғаларда терезе ойықтарын арматуралау тәсілдері [6]



В.9-сурет – Сейсмикалық әсерлер кезінде тас қабырғаны темірбетон қаңқамен тік және көлденең арматуралау [21]

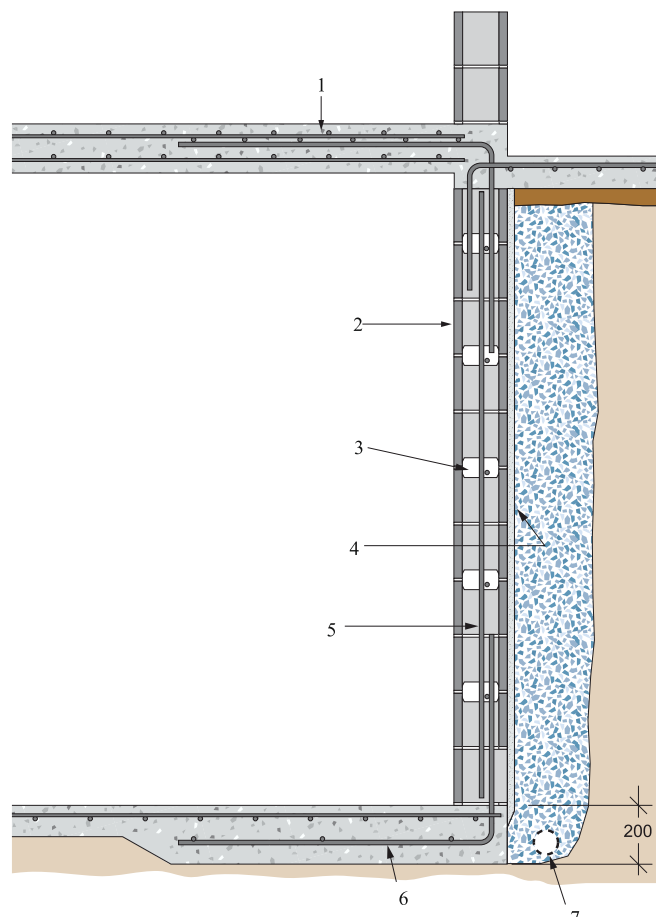


В.10-сурет – Сейсмикалық әсерлер кезінде тас қабырғаны темірбетон қаңқамен тік және көлденең арматуралау [2,3]



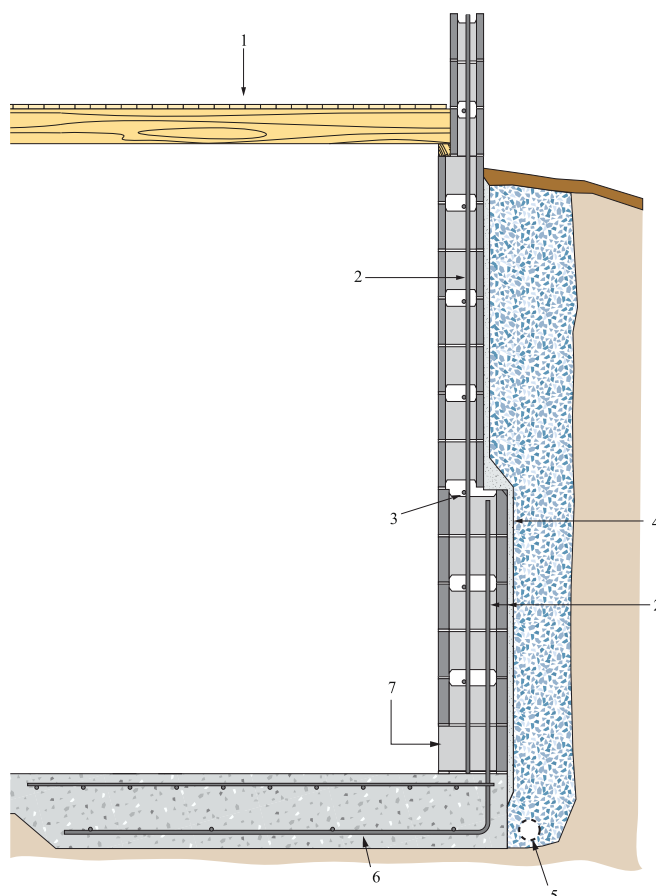
1 – аражабын деңгейіндегі темірбетон арматуралаушы белдік, 2 – терезе және есік маңдайшаларындағы темірбетон арматуралаушы белдік, 3 – тік арматура

В.11-сурет – Қабырғаларды көлденең және тік арматуралау арқылы тас ғимараттың сейсмөтөзімділігін арттыру [6]

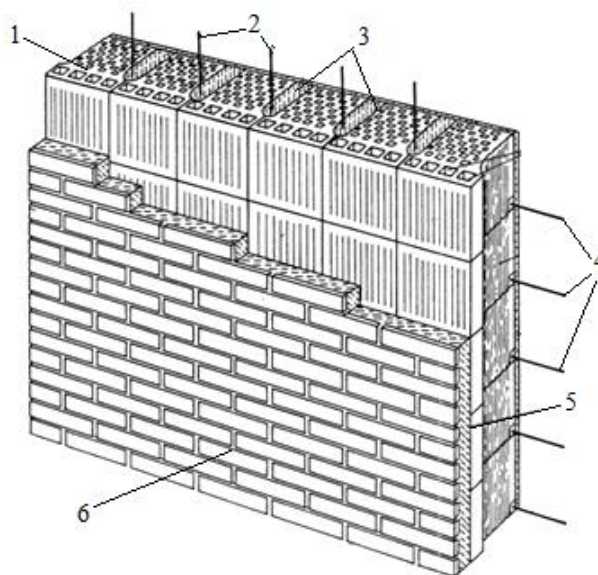


1 – темірбетон аражабын, 2 – жертіленің тас қабырғасы, 3 – көлденең арматуралау, 4 - қорғайтын тегістеме қабат, 5 – тік арматура, 6 – темірбетон еден, 7 – дренаж

В.12-сурет - Бетон блоктардан жасалған жертіле қабырғасын арматуралау [32]

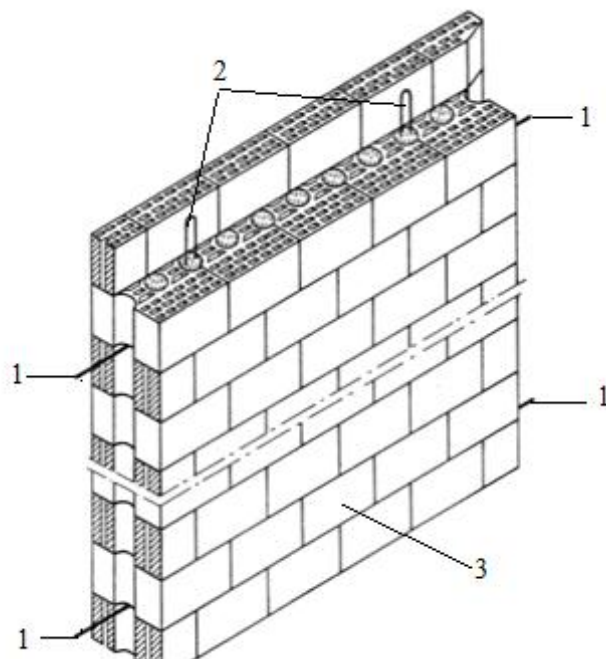


1 – ағаш аражабын, 2 – тік арматура, 3 – көлденең арматура, 4 – гидроокшаулау, 5 – дренаж, 6 – жертөленің темірбетон плитасының арматурасы, 7 – бетон қабырға блоктары
В.13-сурет - Бетон блоктардан жасалған жертөле қабырғасын арматуралау [32]



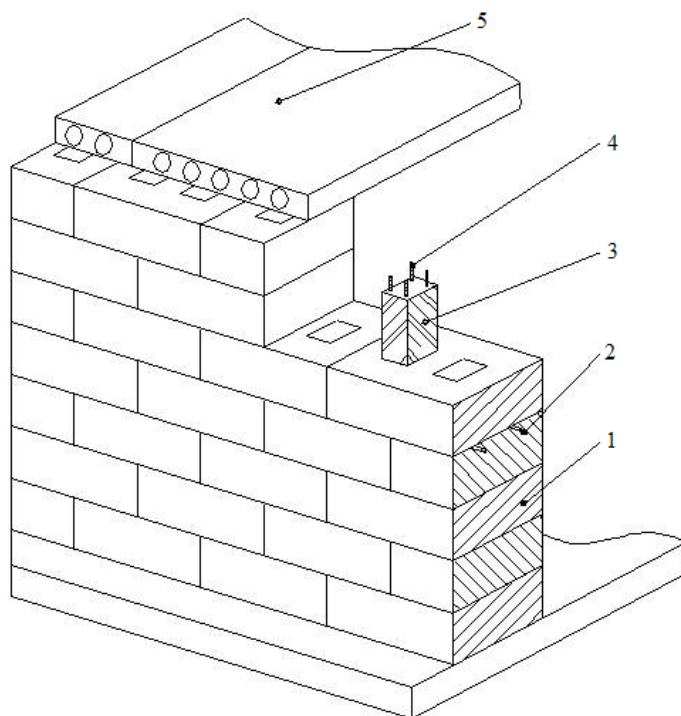
1 – керамикалық көп қуысты блоктар, 2 – тік арматура, 3 – тұтас құймалы бетон, 4 – көлденең арматура, 5 – жабысқақ ерітінді, 6 – қаптама плита

В.14-сурет – Зауытта дайындалған тас қабырға панельді арматуралау [6]



1 – көлденең арматура, 2 – керамикалық қуысты блоктар, 3 – монтаждау түйіндері бар тік арматура

В.15-сурет – Зауытта дайындалған тас қабырға панельді арматуралау [6]

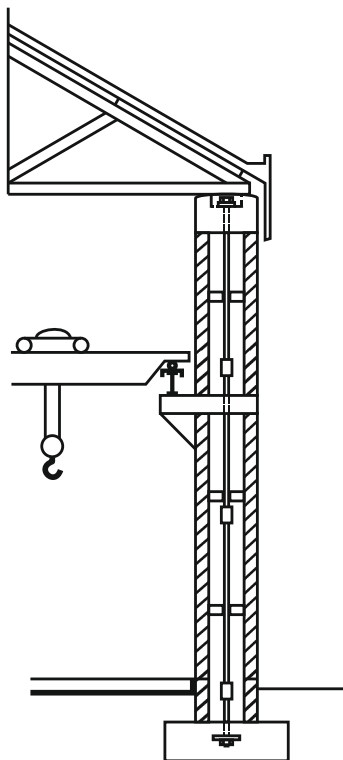


1 – қуысты блоктардан жасалған тас қабырға, 2 – көлденең арматура, 3 – толтырғыш бетон, 4 – тік арматура, 5 – аражабынның құрама темірбетон плиталары

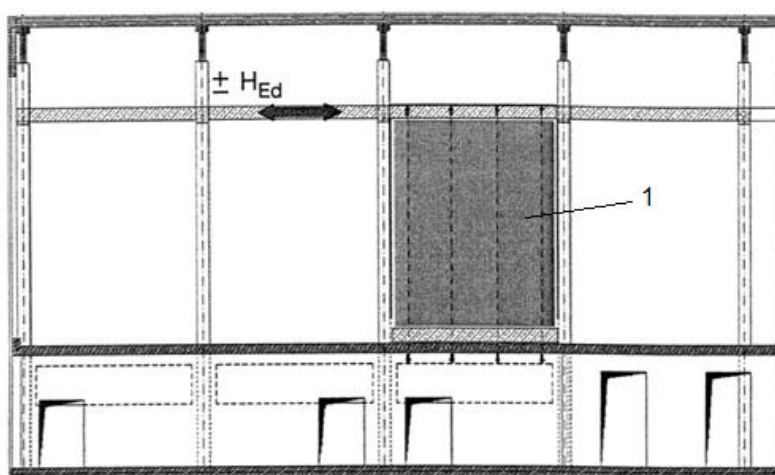
В.16-сурет – Тас қабырғаны тік және көлденең шыбықтармен арматуралау

Г қосымшасы
(ақпараттық)

Алдын ала кернелген қабырғалар

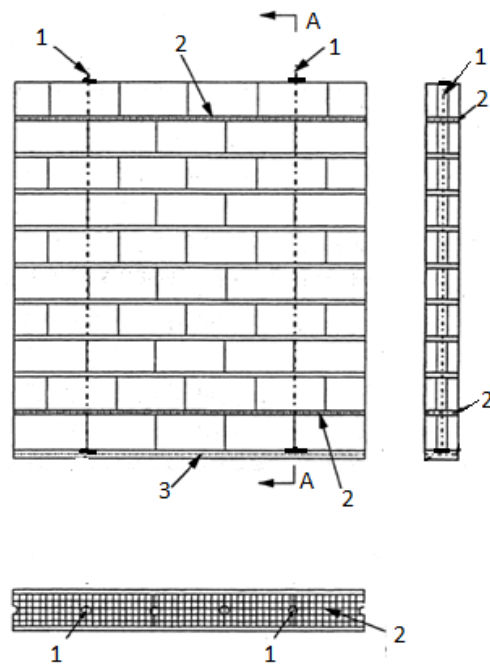


Г.1-сурет – Көпір кранмен жабдықталған өндірістік ғимарат тас қабырғасының алдын ала кернеуі [13]



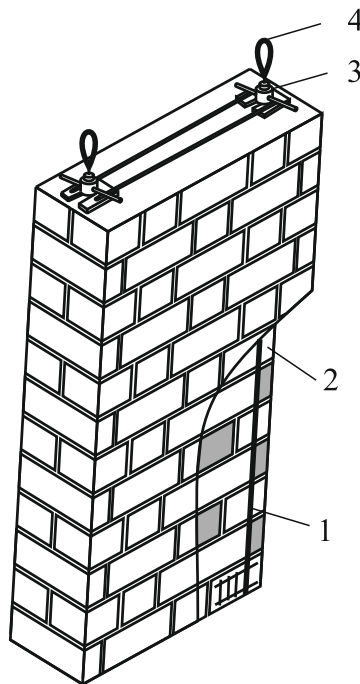
1 – алдын ала кернелген тас аражабын

Г.2-сурет – Қаңқалы ғимарат қаттылығының тік диафрагмасы ретінде қолданған кезде жарыққа төзімділігін арттыру мақсатында тас өздігінен көтергіш арақабырғаның алдын ала кернеуі [19]



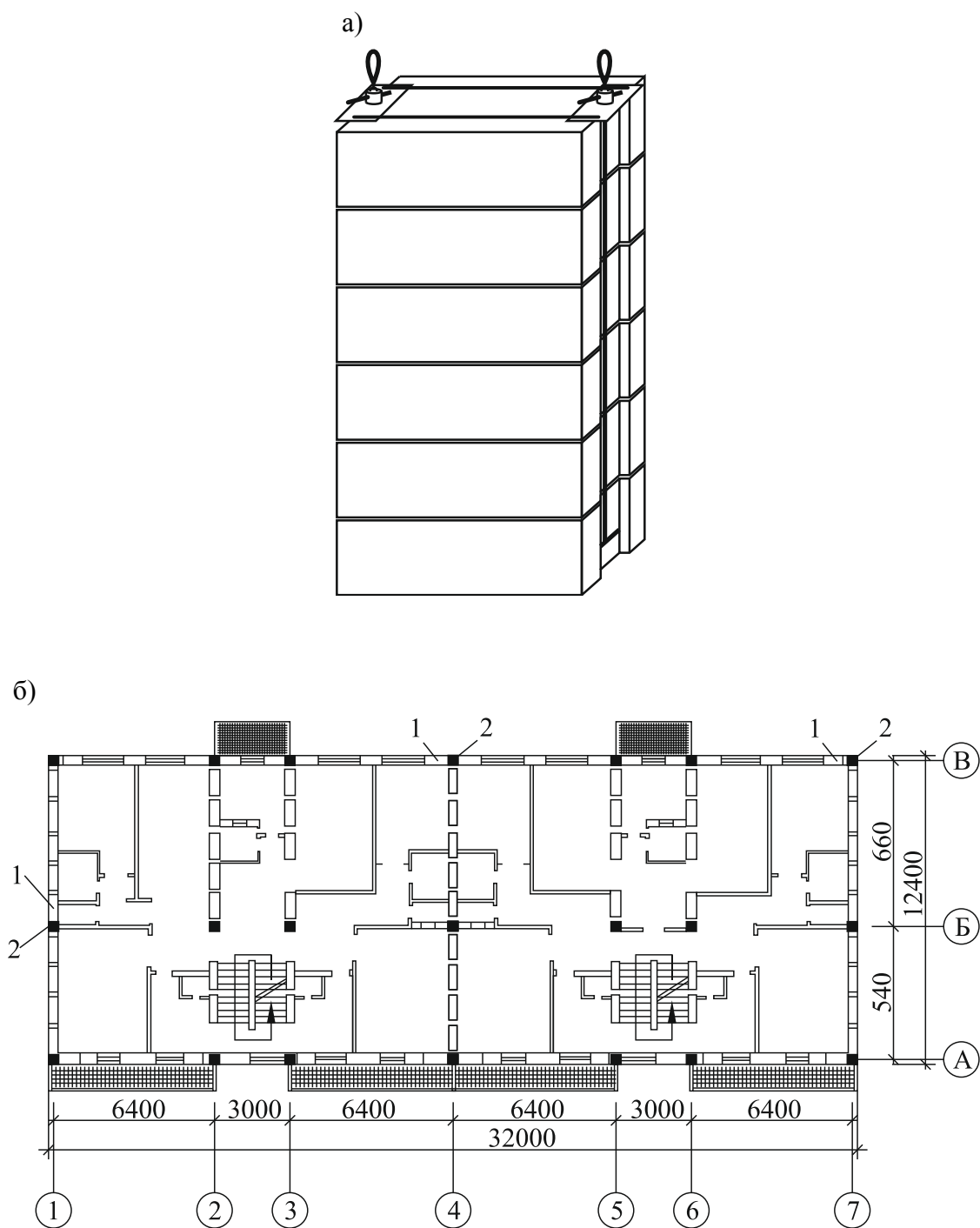
1 – алдын ала кернелген арматура, 2 – көлденең ерітінді жіктердегі арматура тор,
3 – арматураланған белдік

Г.3-сурет – Силикатты блоктардан жасалған зауытта дайындалған алдын ала кернелген қабырға панелі [26]

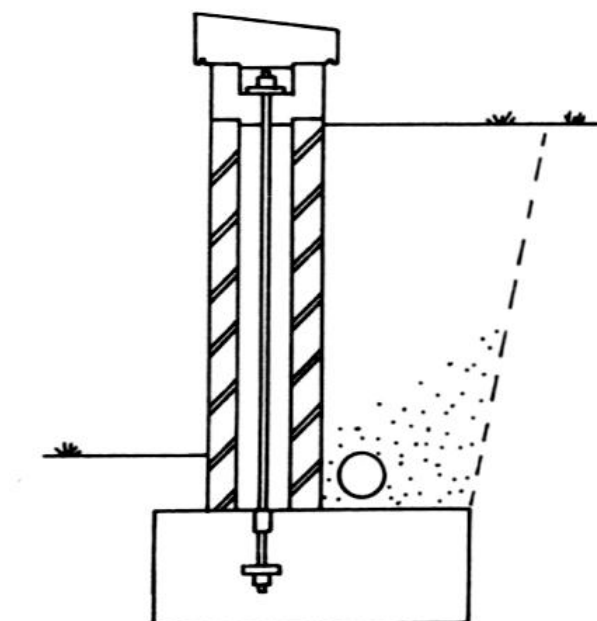


1 – арматура, 2 – тас қалау, 3 – алдын ала кернегеннен кейінгі арматураны анкерлеуге арналған тірек, 4 – монтаждау түйіндері

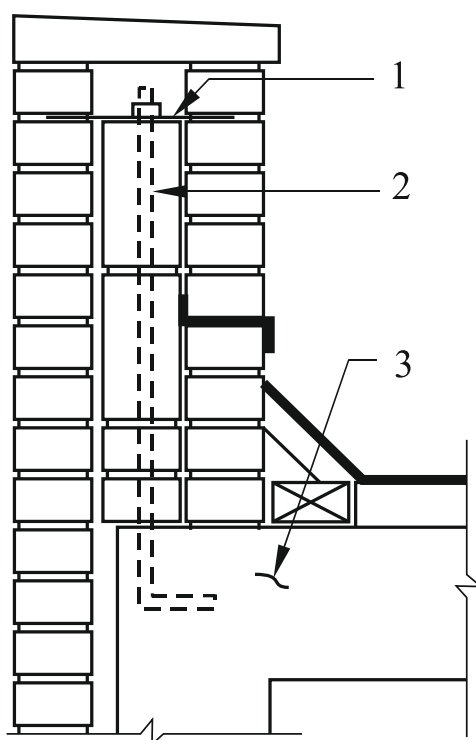
Г.4-сурет – Керамикалық тастардан жасалған зауытта дайындалған алдын ала кернелген қабырға блоктары [2]



Г.5-сурет – Сейсмикалық белсенді аумақтарда тұрғын үйді (б) тұрғызған кезде алдын ала кернелген тас блоктарды (а) қолдану [2]

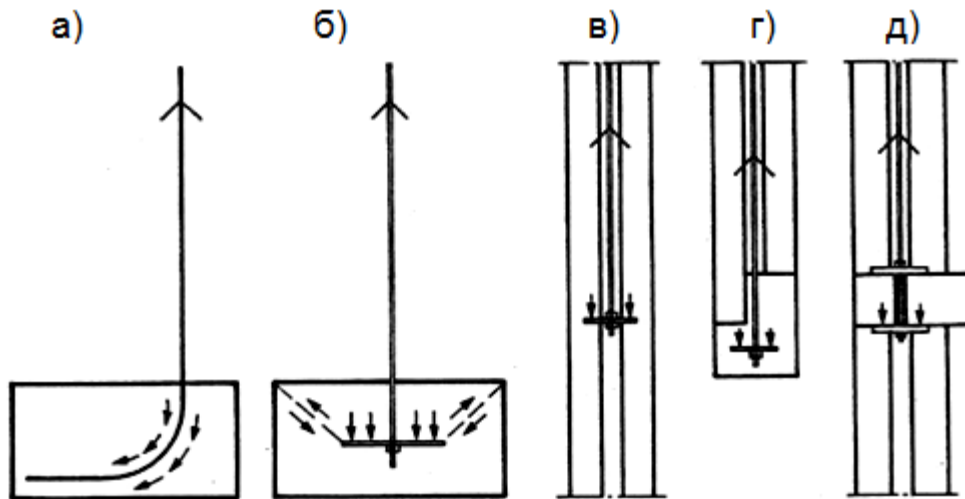


Г.6-сурет - Тас тірек қабырғалардың алдын ала кернеуі [13]

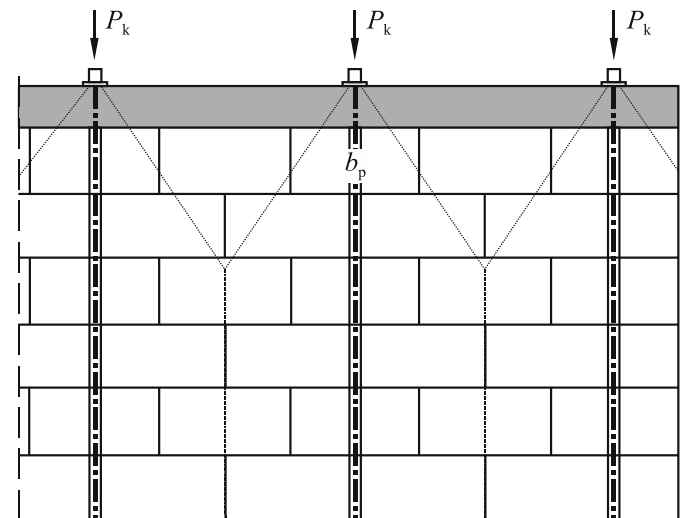


1 –арматураны анкерлеу, 2 – кернелген арматура, 3 – темірбетон жабын

Г.7-сурет – Тас қабырға парапетінің алдын ала кернеуі [31]

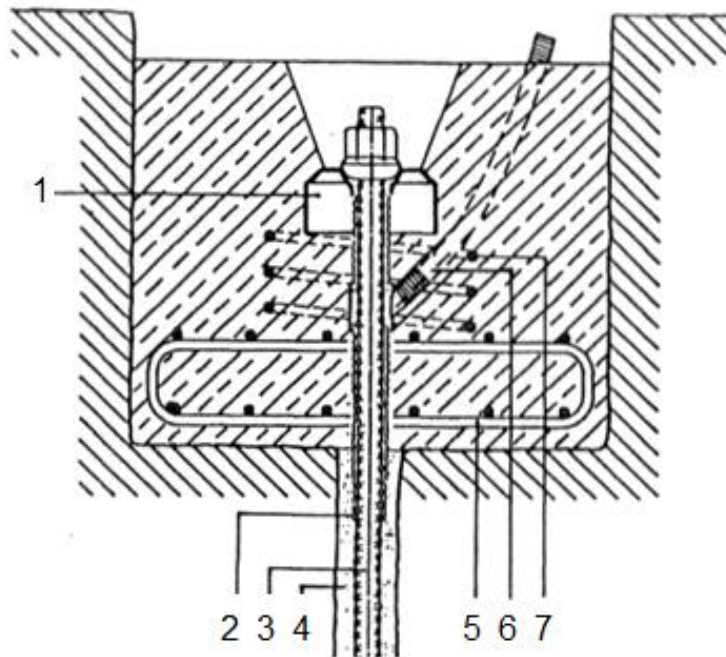


Г.8-сурет – Қабырғаның төменгі бөліктерінде алдын ала кернелген арматураны анкерлеу сызбасы (а,б) – іргетаста, в) – қабырғада шөккен анкерде, г) – темірбетон маңдайшада, д) – темірбетон аражабында) [6]



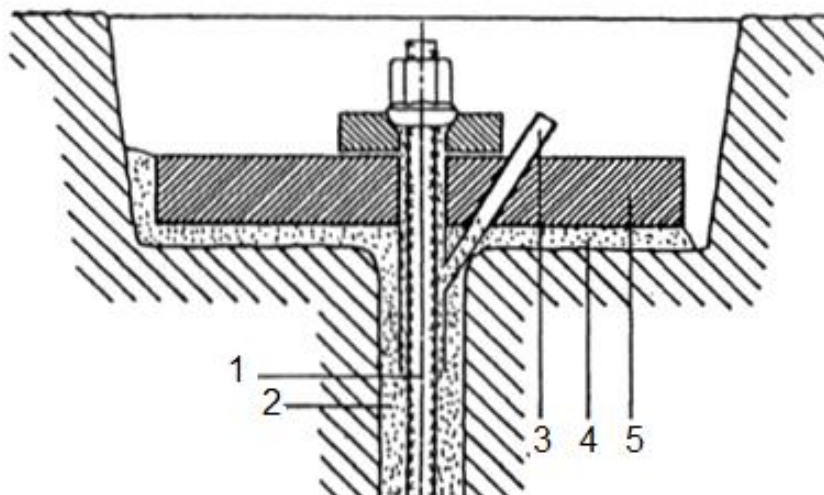
1 – тас қалау, 2 – темірбетон белдік, 3 – кернелген арматура, 4 – қалауда сығатын кернеулерді бөлу траекториясы

Г.9-сурет – Бөлінген темірбетон белдік арқылы қабырғаның тас қалауына алдын ала кернеу күштерін P_k беру [19]



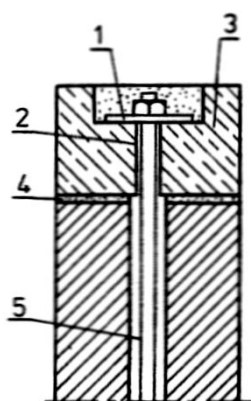
1 – шайба, 2 – полиэтилен келте құбыр, 3 – кернелетін арматура, 4 - инъекцияланған ерітінді,
5 – темірбетон белдік арматурасы, 6 – құрылыс ерітіндісі инъекциясына арналған келте құбыр,
7 – шиыршық түрінде жанама арматуралау

Г.10-сурет – Тас қалаудың темірбетон белдігінде кернелген арматураны анкерлеу бөлшегі [18]



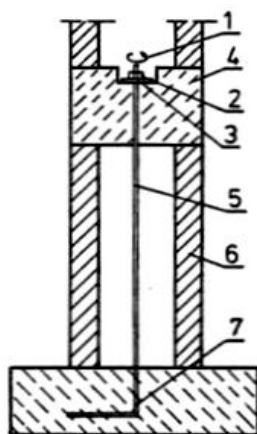
1 – алдын ала кернелген арматура, 2 – инъекцияланатын ерітінді, 3 – ерітіндіні инъекциялауға арналған келте құбыр, 4 – құрылыс ерітіндісі, 5 – металл шайба

Г.11-сурет –Тас қалауда алдын ала кернелген арматураны анкерлеу бөлшегі [18]



1 – шайба, 2 – төлке, 3 - темірбетон белдік, 4 – ерітінді жігі, 5 – алдын ала кернелген арматура

Г.12-сурет – Қабырғаның темірбетон белдігінде алдын ала кернелген арматураны анкерлеу [6]



1 – айналу моменті, 2 – гайка, 3 – шайба, 4 – темірбетон белдік, 5 – алдын ала кернелген арматура,
6 – тас қабырға, 7 – алдын ала кернелген арматураны іргетаста анкерлеу

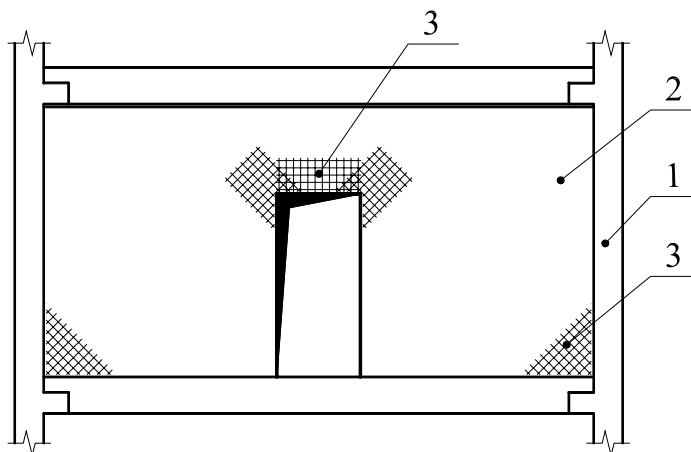
Г.13-сурет – Көп қабатты тас қабырғаның алдын ала кернеуі [6]

Д қосымшасы
(ақпараттық)

**Композиттік материалдардан жасалған торлармен қабырғаларды беттік
арматуралау**

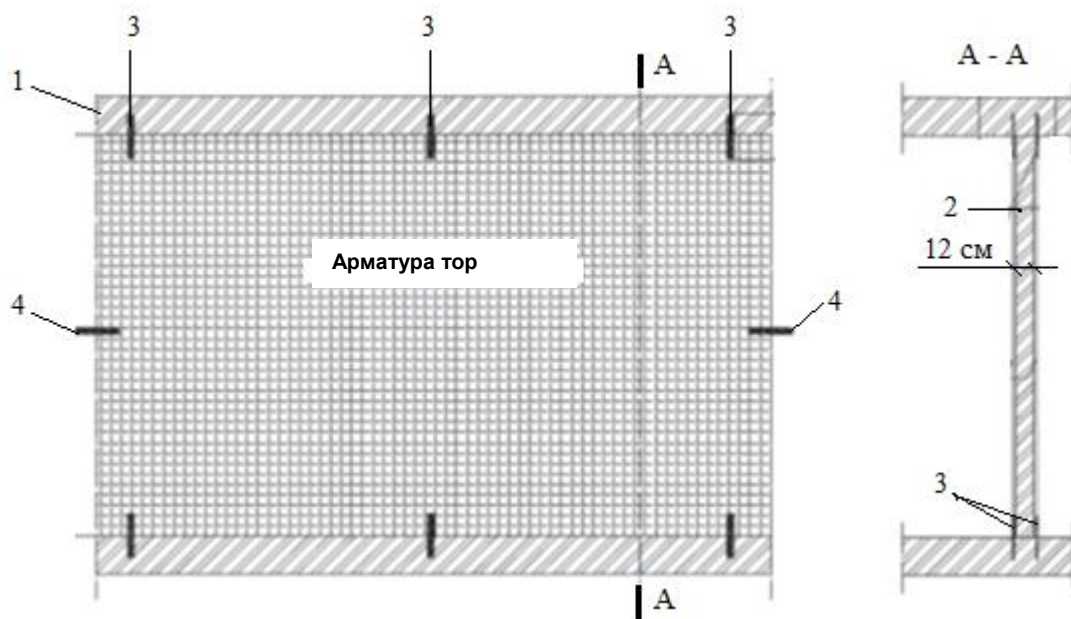


**Д.1-сурет – Композиттік материалдан жасалған торлармен арматураланатын тас
қабырға бөлігі**



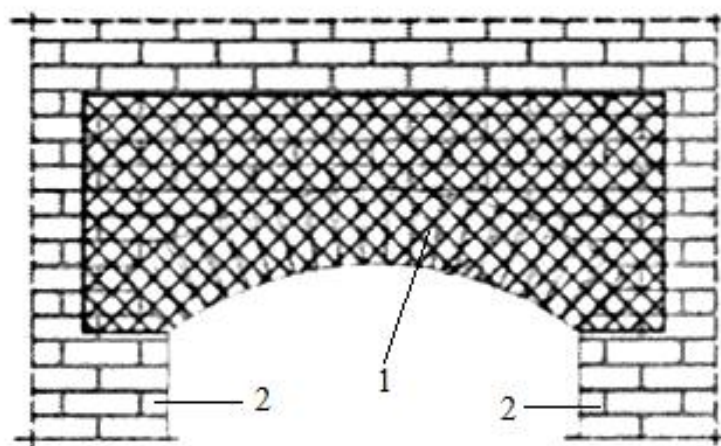
1 – темірбетон ұстындар, 2 – темірбетон қаңқаны толтыратын тас қабырға, 3 – композиттік материалдардан жасалған торлар

Д.2-сурет - Кернеу концентраторлары бар тас қабырға бөліктерін композиттік материалдардан жасалған торлармен арматуралау [37]



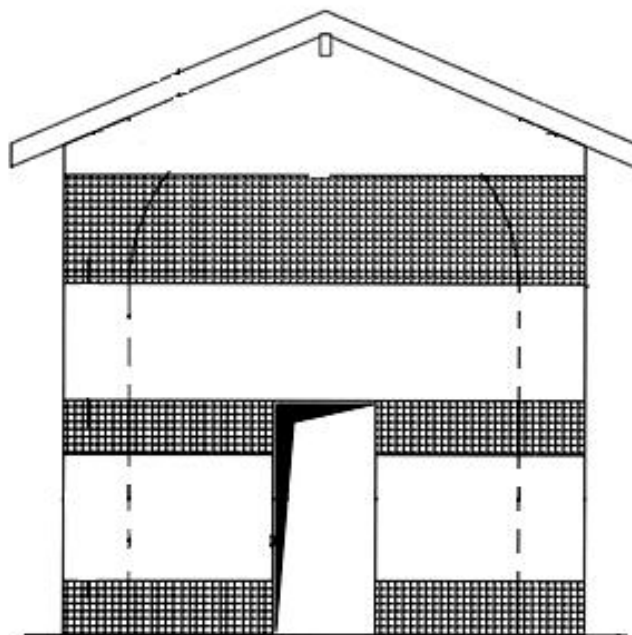
1 –темірбетон аражабын, 2 – тас аражабын, 3 – аралық қабырғаларды аражабындарға анкерлік бекіту, 4 - аралық қабырғаларды көлденең қабырғаларға анкерлік бекіту

Д.3-сурет - Тас арақабырғаларды композиттік материалдардан жасалған торлармен арматуралау [37]



1– тас аралық қабырғалар, 2 – композиттік материалдардан жасалған тор

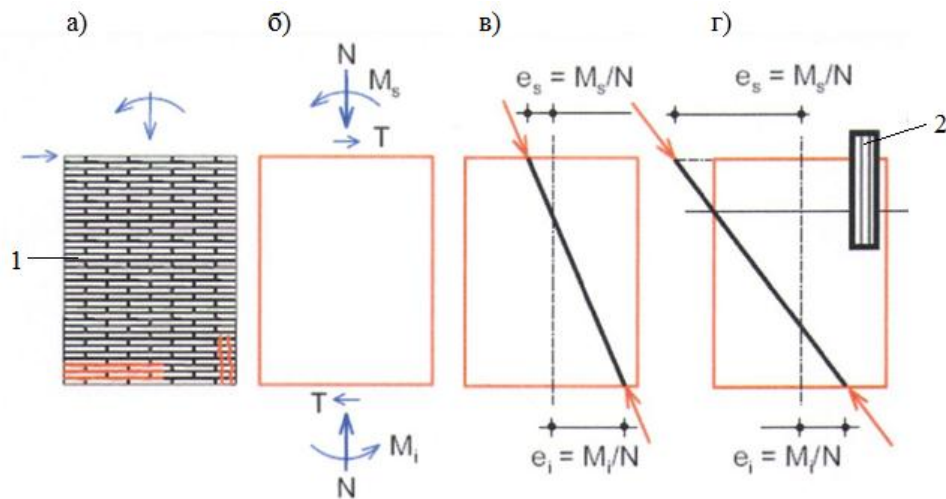
Д.4-сурет - Арық түріндегі тас маңдайшаларды композиттік материалдардан жасалған торлармен арматуралау [37]



Д.5-сурет – Сейсмикалық әсерлерге ұшыратылған тарихи ғимараттың шетжақ қабырғасын композиттік материалдардан жасалған торлармен арматуралау [37]

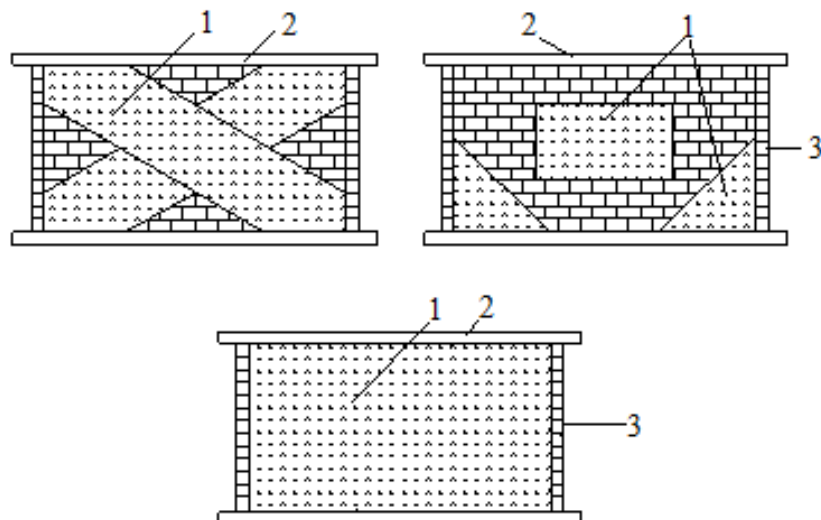


Д.6-сурет – Сейсмикалық әсерлерге ұшыратылған тас ғимарат қабырғаларын композиттік материалдардан жасалған торлармен арматуралау [37]



1 – тас қабырға, 2 – торлы арматура

Д.7-сурет – Қабырға бөлігін жүктеу (а,б) және беттік арматуралау қажеттігі жоқ (в) және арматуралау қажет емес (г) кездегі біркелкі әсер ететін күштер M және N жағдайы [37]



1 – композиттік материалдардан жасалған торлар, 2 – темірбетон аражабындар, 3 – көлденең тас қабырғалар

Д.8-сурет – Сейсмикалық әсерлерге ұшыратылған ғимараттың тас қабырғаларын композиттік материалдардан жасалған торлармен арматуралау [37]

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Бедов А.И., Габитов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций (Тас және армотас конструкцияларды жобалау, қалпына келтіру және нығайту). АСВ баспасы, Мәскеу, 2008.
2. Измайлов Ю.В. Индустриальное строительство сейсмостойких каменных зданий (Сейсмөзімді тас ғимараттардың индустриалды құрылысы). Кишинев, 1983.
3. Drobiec L, Jasinski R, Piekarczyk B. Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 (6 Еурокодына сәйкес тас конструкциялар) . Т.1. Wydawnictwo naukowe PWN, Warszawa, 2013.
4. Gunkler E., Budelmann H. Mauerwerk kompakt für Studium und Praxis (Зерттеу және тәжірибеге арналған тас конструкциялар жөніндегі құрал). Werner Verlag, Berlin, 2008.
5. Kubica J. Mechanika muru obciążonego w swej płaszczyźnie (Өз жазықтығында жүктелген тас конструкциялар механикасы) Gliwice 2012 –Польша.
6. Pierzchlewicz J., Jarmontowicz R. Budynki murowe. Materiały i konstrukcje (Тас ғимараттар. Материалдар және конструкциялар) Arkady, Warszawa, 2004- Польша.
7. Schneider K., Sahner G., Rast R. Mauerwerksbau aktuell 2012. Praxishandbuch für Architekten und Ingenieure (2012 жылға тас үй құрылысы жағдайы. – Германия.
8. Сәулетшілер мен инженерлерге арналған тәжірибелік анықтамалық құрал. Berlin, 2012.
9. Taly N. Design reinforced masonry structures (Арматураланған тас конструкцияларды есептеу). New York, 2010 – АҚШ.
10. Murfor – Mauerwerksbewehrung. Deutsches Institut für Bautechnik (Murfor –Тас конструкцияларды арматуралау. Неміс құрылыс техника институті). 2011.
11. DIN 1053 – 3 Bewehrtes Mauerwerk. Berechnung und Ausführung. (Құрылыс нормалары. Арматураланған тас конструкциялар. Есептеу және жобалау). – Германия.
12. Fernando F., Sunup M. Provisions for the design of masonry deep beams (Биік тас арқалықтарды жобалауға арналған алғышарттар) International Brick and Block Masonry Conference. Brazil, 2012.
13. Guidelines for Structural Use of Reinforced Masonry. Indian Institute of Technology (Арматураланған тас конструкцияларды қолдануға арналған нұсқамалар. Үндістан технология университеті). Kanpur, 2005 - Үндістан.
14. Hendry A.W. Reinforced and Prestressed Masonry (Арматураланған және алдын ала кернелген тас конструкциялар). New York, 1991 – АҚШ.
15. Reinforced Masonry Pier Construction (Қабырғалардың арматураланған тас конструкциялар). FEMA баспасы №14, 2005 – Англия.
16. Helifix Stress Free Structural Solutions (Алдын ала кернеусіз Helifix арматуралаудың конструкциялық жүйесі) London, 2001 – Англия.
17. Mawhofer Chr. Reinforced masonry walls under blast loading . International Journal of Mechanical Sciences (Динамикалық әсерлер кезіндегі арматураланған тас қабырғалар. Теориялық механиканың халықаралық журналы). №44, 2002.
18. Jager W., Bair G., Schoops P. Bewehrtes Mauerwerk nach dem überarbeiten Eurocode 6. Teil 1-1 (1996-1-1 Еуропалық нормаларға сәйкес әзірленетін арматураланған

тас конструкциялар). Ай сайын шығатын «Каменные конструкции» («Тас конструкциялар») журналы (Mauerwerk) №1 2004ж. – Германия.

19. Тас конструкциялардың жылдығы. Ernst & Sohn баспасы. Берлин (Mauerwerk - Kalender, Ernst & Sohn. Berlin) 2011 ж. – Германия.

20. Тас конструкциялардың жылдығы. Ernst & Sohn баспасы. Берлин (Mauerwerk - Kalender, Ernst & Sohn. Berlin) 2007 ж. – Германия.

21. Ай сайын шығатын «Каменные конструкции» («Тас конструкциялар») журналы (Mauerwerk) №6 2009 ж. – Германия.

22. Ай сайын шығатын «Каменные конструкции» («Тас конструкциялар») журналы (Mauerwerk) №1 2004 ж. – Германия.

23. Ай сайын шығатын «Каменные конструкции» («Тас конструкциялар») журналы (Mauerwerk) №1 2006 ж. – Германия.

24. www.solbetperfekt.pl.

25. www.xella.pl.

26. www.thermopor.de.

27. www.kalksandstein.de.

28. www.mauerwerksbewehrung.de.

29. www.mfixings.de.

30. www.ziegeleien.de.

31. www.mapei.pl.

32. www.helifix.com.

33. www.boral.com.au/masonry.

34. www.murfor.de.

35. www.habe.pl.

36. www.arda.com.pl.

37. www.ruredil.it.

38. www.pro-armatura.ru.

ӘОЖ 624. 012.04(083.74)

МСЖ 91.010.30; 91.080.30

Түйінді сөздер: тас конструкциялар, арматураланған қабырғалар, тік жүктемелер, көлденең жүктемелер, статикалық есептеу

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	IV
1 Область применения.....	1
2 Нормативные ссылки.....	2
3 Термины и определения	4
4 Обозначения и сокращения.....	5
5 Материалы	8
5.1 Строительные камни и блоки	8
5.2 Кладочные растворы	10
5.3 Каменная кладка	11
5.4 Арматура.....	14
5.5 Бетон заполнения	17
5.6 Сцепление арматуры с заполнением.....	18
6 Расчет стен при изгибе	19
6.1 Расчетные модели	19
6.2 Несущая способность при изгибе в плоскости стены	23
6.3 Несущая способность при изгибе из плоскости стены	33
7 Расчет стен при сжатии и сжатии с изгибом.....	37
7.1 Общие положения.....	37
7.2 Методика расчета.....	38
8 Расчет стен при сдвиге	43
8.1 Общие положения.....	43
8.2 Расчет на горизонтальные нагрузки.....	45
8.3 Расчет на вертикальные нагрузки	47
9 Предварительно напряженные конструкции	50
10 Предельное состояние по эксплуатационной пригодности.....	52
11 Конструктивные и технологические требования	55
Приложение А (<i>информационное</i>) Горизонтальное армирование стен	63
Приложение Б (<i>информационное</i>) Вертикальное армирование стен	71
Приложение В (<i>информационное</i>) Смешанное (горизонтальное и вертикальное) армирование стен	77
Приложение Г (<i>информационное</i>) Предварительно напряженные стены	85
Библиография.....	96

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое пособие подготовлено акционерным обществом «Казахский научно-исследовательский и проектный институт строительства и архитектуры» (АО «КазНИИСА»).

В настоящем нормативно-техническом Пособии приведены:

- Принципы и Правила расчета и проектирования армированных каменных стен на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, содержащиеся в Разделах 1-5 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций;

- Принципы и Правила расчета и проектирования армированных каменных стен на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, содержащиеся в Разделах 1-5 СН РК EN 1996-2:2005/2011 Проектные решения, выбор материалов и выполнение каменных конструкций;

- Принципы и Правила расчета и проектирования армированных каменных стен на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, содержащиеся в Разделах 1-5 СН РК EN 1996-3:2006/2011 Упрощенные методы расчета для неармированных каменных конструкций;

- Положения, развивающие Принципы и Правила, приведенные в Разделах 2-5 СН РК EN 1996-1-2:2005/2011 Общие правила определения огнестойкости;

- примеры, иллюстрирующие применение положений Разделов 2-5 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 в практике проектирования.

При разработке настоящего нормативно-технического Пособия, помимо положений СН РК EN 1996-1-1:2005/2011, учтены:

- положения Национального Приложения к СН РК EN 1996-1-1:2005/2011;

- соответствующие положения СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы строительного проектирования»;

- СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 Стальные конструкции;

- СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 Железобетонные конструкции;

- апробированные результаты исследований и проектных решений, выполненных зарубежными организациями, специализирующимися в области проектирования армирования каменных конструкций.

В данном документе отражены эксплуатационные требования к армированным каменным конструкциям, характеристики применяемых материалов, а также методы расчета и конструирования армированных каменных стен на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Разработанное пособие является практическим документом по применению требований, изложенных в СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 и является вспомогательным материалом по расчету и конструированию армированных каменных стен на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Настоящее нормативно-техническое Пособие предназначено для инженерно-технических работников, заказчиков проектной продукции, преподавателей и студентов высших учебных заведений.

Настоящее нормативно-техническое пособие вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН
ПРОЕКТИРОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ КАМЕННЫХ СТЕН НА ДЕЙСТВИЯ
ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

CALCULATION AND DESIGN OF MASONRY FOR VERTICAL AND
HORIZONTAL ACTION

Дата введения – 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее нормативно-техническое Пособие составлено в развитие положений к СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 «Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций» и предназначено для применения при проектировании армированных каменных стен на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок.

1.2 Настоящее нормативно-техническое Пособие «Расчет и проектирование армированных каменных стен на действия вертикальных и горизонтальных нагрузок» содержит и развивает Принципы и Правила, приведенные в следующих разделах СН РК EN 1996-1-1:2005/2011:

- Раздел 1 «Общие положения»;
- Раздел 2 «Основы принципы и правила»;
- Раздел 3 «Материалы»;
- Раздел 4 «Методика проведения расчета»;
- Раздел 5 «Конструирование».

1.3 Принципы и Правила, приведенные в СН РК EN 1996-1-1:2005/2011, подразделяются на общие и специальные.

В Разделах 1-5 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 и в настоящем нормативно-техническом Пособии приведены Принципы и Правила, являющиеся общими для каменных конструкций и их конструктивных элементов. Кроме того, в пособии приводятся разъяснения, касающиеся основных положений СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 в части проектирования и расчета армированных каменных конструкций, а также целого ряда европейских стандартов по применяемым в каменных конструкциях требованиям к каменным материалам и арматуре.

Специальные Принципы и Правила расчета и проектирования армированных каменных стен на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, дополняющие общие Принципы и Правила, содержатся:

– в Разделах 1, 2, 3, 4, 5 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 и в соответствующих пособиях к указанным разделам.

1.4 Целью настоящего документа является разъяснение принципов и правил СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 по проектированию армированных каменных стен на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок.

1.5 Настоящее нормативно-техническое Пособие предназначено для использования:

- заказчиками проектной документации (например, инвесторами зданий с каменными многослойными ограждающими конструкциями);
- специалистами, осуществляющими проектирование каменных конструкций;
- специалистами, осуществляющими контроль качества проектирования и строительства каменных конструкций;
- соответствующими административными органами.

1.6 Расчет и проектирование армированных каменных стен на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, требования к которым не оговорены в СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 до разработки соответствующих нормативов следует осуществлять на основании специальных технических условий, основанных на результатах специальных исследований.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

Для применения настоящего нормативно-технического Пособия необходимы следующие ссылочные нормативные документы. Для датированных ссылок применяют только указанное издание ссылочного нормативного документа, для недатированных ссылок применяют последнее издание ссылочного документа (включая все его изменения):

СТ РК 1.9–2007 Государственная система технического регулирования Республики Казахстан. Порядок применения международных, региональных и национальных стандартов иностранных государств, других нормативных документов по стандартизации в Республике Казахстан.

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы проектирования несущих конструкций.

СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 Проектирование каменных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для армированных и неармированных каменных конструкций.

СН РК EN 1996-1-2:2005/2011 Проектирование каменных конструкций. Часть 1-2. Общие правила определения огнестойкости.

СН РК EN 1996-2:2006/2011 Проектирование каменных конструкций. Часть 2. Проектные решения, выбор материалов и выполнение каменных конструкций.

СН РК EN 1996-3:2006/2011 Проектирование каменных конструкций. Часть 3. Упрощенные методы расчета для неармированных каменных конструкций.

СТ РК EN 206-1-2011 Бетон. Часть 1. Технические требования, показатели, производство и соответствие.

СТ РК EN 771-1-2011 Требования к строительным блокам. Часть 1. Кирпичи глиняные.

СТ РК EN 771-2-2011 Требования к строительным блокам. Часть 2. Блоки строительные силикатные.

СТ РК EN 771-3-2011 Требования к строительным блокам. Часть 3. Блоки строительные из бетона (на плотных и пористых заполнителях).

СТ РК EN 771-4-2011 Требования к строительным блокам. Часть 4. Блоки строительные из автоклавного ячеистого бетона.

СТ РК EN 771-5-2011 Требования к строительным блокам. Часть 5. Блоки строительные бетонные.

СТ РК EN 771-6-2011 Требования к строительным блокам. Часть 6. Блоки из природного камня.

СТ РК EN 845-3-2011 Требования к вспомогательным строительным элементам каменной кладки. Часть 3. Армирование горизонтального шва кладки металлической сеткой.

СТ РК EN 846 (2-5 части) Методы испытаний вспомогательных элементов каменной кладки.

СТ РК EN 998-1-2011 Требования к строительным растворам для каменной кладки. Часть 1. Строительный раствор для нанесения штукатурки.

СТ РК EN 998-2-2011 Требования к строительным растворам для каменной кладки. Часть 2. Раствор кладочный.

СТ РК EN 1052-2-2012 Методы испытания каменной кладки. Часть 2. Определение прочности на растяжение при изгибе.

СТ РК EN 1052-3-2012 Методы испытания каменной кладки. Часть 3. Определение начальной прочности на срез, сдвиг (адгезии).

СТ РК EN 1052-4-2012 Методы испытания каменной кладки. Часть 4. Определение прочности на срез (сдвиг) по теплоизоляционному слою.

СТ РК EN 1052-5-2012 Методы испытания каменной кладки. Часть 5. Определение прочности сцепления на изгиб и растяжение.

EN 846 (6-14 части)* Methods of test for ancillary components of masonry (Методы испытаний вспомогательных элементов каменной кладки).

EN 1015-11* Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar (Растворы строительные для каменной кладки. Методы испытаний. Часть 11. Определение предела прочности при сжатии и изгибе затвердевшего строительного раствора).

EN 1052-1* Methods of test for masonry. Determination of compressive strength (Методы испытания каменной кладки. Часть 1. Определение прочности на сжатие).

ПРИМЕЧАНИЕ При пользовании настоящим нормативно-техническим Пособием целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку.

* Принимается в соответствии с СТ РК 1.9

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем нормативно-техническом Пособии применяются термины по СН РК EN 1996–1–2:2005/2011, а также применяются следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 Каменная кладка (masonry): Конструкция из камней (блоков), укладываемых в определенном порядке и соединенных с применением раствора.

3.2 Неармированная каменная кладка (unreinforced masonry): Кладка без арматуры или с содержанием арматуры менее, чем установленные требования при расчетах армокаменных конструкций.

3.3 Армированная каменная кладка (reinforced masonry): Кладка, содержащая заделываемые в раствор или бетон стержни или сетки таким образом, что все материалы армокаменной конструкции, благодаря их взаимодействию, работают совместно и создают сопротивление различным воздействиям.

3.4 Предварительно напряженная каменная кладка (prestressed masonry): Кладка, в которой посредством предварительно напряженной арматуры создаются равномерные внутренние сжимающие напряжения.

3.5 перевязка каменной кладки (masonry bond): Расположение камней (блоков) в кладке в регулярной последовательности по определенным правилам с целью достижения взаимодействия.

3.6 Несущая стена (load-bearing wall): Стена, подвергнутая преимущественно напряжениям сжатия и предназначенная для восприятия как вертикальных (например, временных нагрузок на перекрытие), так и горизонтальных (например, ветровых) нагрузок.

3.7 Нормативная (характеристическая) прочность (characteristic strength of masonry): Значение прочности каменной кладки, ниже которого в предполагаемой неограниченной генеральной совокупности с заданной вероятностью может быть только 5 % результатов испытаний. Это значение соответствует 5 %-ной фрактили принятого статистического распределения серии испытаний определенного показателя материала или кладки. В отдельных случаях в качестве нормативной прочности применяют номинальную.

3.8 Прочность каменной кладки на сжатие (compressive strength of masonry): Прочность каменной кладки на центральное сжатие без учета влияния плиты, через которую передается нагрузка на стандартный элемент кладки при испытаниях, при отсутствии продольного изгиба и эксцентриситета нагрузки.

3.9 Прочность каменной кладки на срез (сдвиг) (shear strength of masonry): Прочность каменной кладки при действии усилий среза (сдвига).

3.10 Прочность каменной кладки на растяжение при изгибе (flexural strength of masonry): Прочность каменной кладки на растяжение при чистом изгибе (изгибающем моменте).

3.11 Арматура стальная (reinforcing steel): Линейно-протяженные элементы из арматурной стали, применяемые в каменных конструкциях, предназначенные для восприятия растягивающих и сжимающих усилий.

3.12 Арматурные сетки (арматурные изделия) для армирования горизонтальных швов (bed joint reinforcement): Сетки из арматурной проволоки, плоские арматурные каркасы, укладываемые в горизонтальные швы кладки.

3.13 Связь (связевое устройство) каменной кладки (wall tie): Элемент каменной кладки, стальной стержень, арматурное изделие, изделие из полимерных материалов, предназначенное для соединения слоев двухслойной каменной кладки или для соединения одного слоя (в том числе облицовочного) с несущей стеной или каркасом.

3.14 Анкер (анкерное устройство), стяжка (strap): Устройство для соединения элементов каменной кладки (стен, столбов) с конструкциями перекрытия или кровли.

4 ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

В настоящем пособии приняты обозначения по СН РК EN 1996-1-1:2005/2011, а также следующие обозначения:

Латинские буквы

a_x – расстояние от края опоры до рассматриваемого сечения;

A – общая площадь поперечного сечения стены;

A_s – площадь поперечного сечения сжатой или растянутой продольной арматуры;

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры;

b – ширина (ширина поперечного сечения);

b_c – ширина площади сжатой части поперечного сечения посередине участка между креплениями (опорами);

b_{ef} – эффективная ширина полок двутаврового сечения;

b_{efl} – эффективная ширина полки L-образного поперечного сечения;

b_{eft} – эффективная ширина полки Т-образного поперечного сечения;

c_{nom} – номинальная толщина защитного слоя бетона;

d – рабочая высота поперечного сечения;

E – кратковременный модуль упругости каменной кладки как секущий модуль;

$E_{longterm}$ – модуль упругости каменной кладки при длительном действии нагрузки;

f_b – приведенное (нормализованное) сопротивление сжатию камня (блока) в направлении нагрузки;

f_{bod} – расчетное напряжение сцепления арматурной стали с бетоном;

f_{bok} – нормативное напряжение сцепления арматуры с бетоном;

f_{ck} – нормативное сопротивление осевому сжатию бетона заполнения;

f_{cvk} – нормативное сопротивление срезу (сдвигу) бетона заполнения;

f_d – расчетное сопротивление сжатию каменной кладки;

f_k – нормативное сопротивление сжатию каменной кладки;

f_m – прочность кладочного раствора на сжатие;

f_{vd} – расчетное сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки;

f_{vk} – нормативное сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки;

f_{vk0} – начальное нормативное сопротивление срезу (сдвигу) каменной кладки (при отсутствии сжимающей нагрузки);

f_{xd} – расчетное сопротивление растяжению при изгибе в соответствующем направлении изгиба;
 f_{xd1} – расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению);
 f_{xk1} – нормативное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, параллельной горизонтальному шву (по неперевязанному сечению);
 f_{xd2} – расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению);
 $f_{xd2,app}$ – повышенное расчетное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению);
 f_{xk2} – нормативное сопротивление растяжению при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению);
 f_{yd} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;
 f_{yk} – нормативное сопротивление ненапрягаемой арматуры;
 G – модуль сдвига каменной кладки;
 h – высота в свету стены;
 h_{ef} – расчетная (эффективная) высота стены;
 K – коэффициент, применяемый для расчета сопротивления сжатию каменной кладки;
 l – длина участка стены (между поперечными стенами, между поперечной стеной и проемом или между проемами);
 l_b – длина зоны анкеровки арматуры;
 l_{cl} – пролет проема в свету;
 l_{ef} – расчетный (эффективный) пролет элемента конструкции;
 l_r – расстояние в свету между боковыми жесткими креплениями стены;
 M_{ad} – дополнительный расчетный изгибающий момент;
 M_{Rd} – прочность сечения при изгибе;
 M_{Ed} – расчетное значение действующего изгибающего момента;
 N – сумма вертикальных воздействий на здание;
 N_{Rd} – прочность расчетного сечения стены или колонны из кладки при действии продольного усилия;
 N_{Ed} – расчетное значение действующей вертикальной нагрузки;
 s – расстояние между стержнями поперечной арматуры, работающими на срез (сдвиг);
 t – толщина стены;
 t_i – толщина i -й стены;
 t_{ef} – эффективная толщина стены;
 t_f – толщина полки (в элементах двутаврового, таврового и L-образного поперечного сечения);
 t_{ri} – ширина i -й пилястры;
 V_{Ed} – расчетное значение поперечной силы от действующих нагрузок и усилий;
 V_{Rd} – прочность расчетного сечения стены из кладки при действии поперечной силы;
 w_i – расчетное значение величины равномерно распределенной нагрузки i ;
 x – высота сжатой зоны сечения;
 z – плечо внутренней пары сил в сечении армокаменного элемента при действии изгибающего момента или внецентренном сжатии;

Греческие буквы

α – угол наклона поперечной арматуры, работающей на срез (сдвиг), к оси продольного стержня;

α_t – коэффициент температурных деформаций каменной кладки;

$\alpha_{1,2}$ – коэффициент изгибающего момента;

β – повышающий коэффициент при нагрузках на часть поверхности при расчете на смятие (местное сжатие);

χ – повышающий коэффициент прочности кладки при срезе (сдвиге) армированных стен;

σ – коэффициент формы, применяемый для определения нормированной средней прочности на сжатие камней (блоков);

ε_{mu} – предельное значение относительной деформации каменной кладки при сжатии;

ε_{sy} – относительная деформация арматуры при напряжении, равном пределу текучести арматурной стали;

ϕ – эффективный диаметр стальной арматуры;

Φ_{∞} – предельное значение коэффициента ползучести для каменной кладки;

Φ – коэффициент уменьшения;

Φ_1 – коэффициент снижения гибкости в оголовке или основании стены;

Φ_m – коэффициент снижения гибкости в середине высоты стены;

γ_M – частный коэффициент безопасности для показателя элемента конструкции с учетом погрешностей модели и отклонений величин;

η – коэффициент уменьшения момента при расчете моментов в сечениях стены при учете уменьшения жесткости в предельном состоянии по прочности;

λ_x – высота сжатой части сечения балки при применении прямоугольной эпюры напряжений;

μ – коэффициент отношения прочностей каменной кладки при расчете прочности на изгиб при действии моментов в двух ортогональных направлениях;

ρ_d – плотность в сухом состоянии;

σ_d – расчетное напряжение сжатия;

5 МАТЕРИАЛЫ

5.1 Строительные камни и блоки

5.1.1 Для изготовления каменных стен следует применять следующие виды камней и блоков:

- керамический кирпич и блоки в соответствии с СТ РК EN 771-1;
- силикатный кирпич и блоки в соответствии с СТ РК EN 771-2;
- блоки из бетона с плотными и пористыми заполнителями в соответствии с СТ РК EN 771-3;
- блоки из ячеистого бетона в соответствии с СТ РК EN 771-4;
- бетонные блоки заводского изготовления в соответствии с СТ РК EN 771-5;

– блоки из природного камня в соответствии с СТ РК EN 771-6.

5.1.2 В зависимости от объема пустот камни и блоки классифицируют по группам 1, 2, 3 и 4 (Таблица 5.1). Блоки из ячеистого бетона, бетонные блоки и блоки из природного камня относят к группе 1. При определении расчетных параметров следует принимать приведенную (нормализованную) прочность на сжатие f_b камней и блоков, которую устанавливает изготовитель или рассчитывают по СТ РК EN 772-1. Пересчет производят с применением коэффициента, зависящего от вариации размеров блоков.

**Таблица 5.1 - Геометрические требования к классификации камней и блоков
(п.3.1.1(4) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011)**

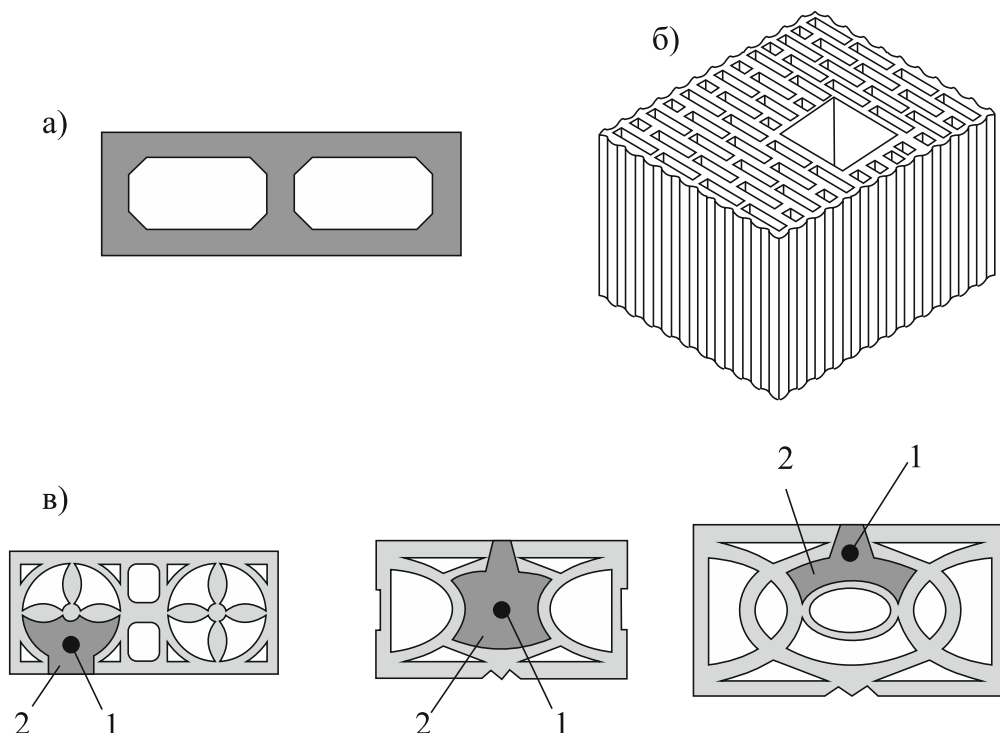
	Материал камня или блока и пределы классификации				
	Группа 1 (все камни и блоки)	Вид камня или блока	Группа 2	Группа 3	Группа 4
			Объем вертикальных пустот		Объем горизонталь- ных пустот
Общий объем пустот (в процентах к объему камня или блока)	≤ 25	Кирпич	$> 25; \leq 55$	$\geq 25; \leq 70$	$> 25; \leq 70$
		Силикат- ный блок	$> 25; \leq 55$	Не применяют	Не применяют
		Бетон ^{b)}	$> 25; \leq 60$	$> 25; \leq 70$	$> 25; \leq 50$
Объем отдельных пустот (в процентах к объему камня или блока)	$\leq 12,5$	Кирпич	Каждая из пустот ≤ 2 ; выемки для захвата блока до 12,5	Каждая из пустот ≤ 2 ; выемки для захвата блока до 12,5	Каждая из пустот ≤ 30
		Силикат- ный блок	Каждая из пустот ≤ 15 ; выемки для захвата блока до 30	Не применяют	Не применяют
		Бетон ^{b)}	Каждая из пустот ≤ 30 ; выемки для захвата блока до 30	Каждая из пустот ≤ 30 ; выемки для захвата блока до 30	Каждая из пустот ≤ 25

Таблица 5.1 - Геометрические требования к классификации камней и блоков
(п.3.1.1(4) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011) (продолжение)

	Материал камня или блока и пределы классификации							
	Группа 1 (все камни и блоки)	Вид камня или блока	Группа 2		Группа 3		Группа 4	
			Объем вертикальных пустот				Объем горизонталь ных пустот	
Установленное значение толщины внешней и внутренней стенок (в мм)	Не норми- руется		Внутренняя стенка	Внешняя стенка	Внутре нная стенка	Внешняя стенка	Внут рен- ная стенк а	Внеш няя стенк а
		Кирпич	≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
		Силикатны й блок	≥ 5	≥ 10	Не применяют		Не применяют	
		Бетон ^{b)}	≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Установленное значение суммарной толщины внешней и внутренней стенок ^{a)} (в процентах к ширине блока)	Не норми- руется	Кирпич	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
		Силикатны й блок	≥ 20		Не применяют		Не применяют	
		Бетон ^{b)}	≥ 18		≥ 15		≥ 45	
<div><div></div><div>^{a)} Суммарной толщиной стенок является толщина внешних и внутренних стенок, измеренная горизонтально и суммированная в основном направлении.</div><div>^{b)} При скошенных пустотах или пустотах, имеющих овальную или круглую форму сечения, применяют среднее значение толщины стенок.</div></div>								

5.1.3 При армировании кладки в горизонтальных растворных швах сетками используются камни и блоки с плоскими ложковыми поверхностями. При армировании стержнями, диаметр которых превышает толщину горизонтальных растворных швов, следует использовать камни и блоки с канавками в верхних ложках (см. Раздел 11).

5.1.4 При вертикальном (продольном) армировании стен вертикальные каналы для размещения арматуры могут быть образованы путем соответствующей перевязки горизонтальных рядов кладки (см. Приложение Б настоящего Пособия) либо путем использования специальных камней и блоков с вертикальными каналами (Рисунок 5.1) [3].



1 - вертикальная арматура, 2 - кладочный раствор или бетон заполнения

Рисунок 5.1 – Вибропресованные пустотные бетонные блоки (а), высокопустотные керамические блоки с вертикальным каналом (б) и пустотные керамические камни (в) для размещения вертикальной арматуры [3]

5.2 Кладочные растворы

5.2.1 Для возведения каменных конструкций следует применять обычные растворы с объемной массой больше 1500 кг/м^3 , легкие растворы с объемной массой меньше 1500 кг/м^3 и клеевые растворы для тонких швов толщиной (0,5 – 3) мм. Растворы заводского изготовления и сухие растворные смеси заводского приготовления должны соответствовать СТ РК EN 998-2. Растворы построечного изготовления должны соответствовать СН РК EN 1996-2:2006/2011.

5.2.2 Кладочными растворами общего назначения могут быть растворы, предписанные по рецептуре согласно СТ РК EN 998-2, или растворы по оценке пригодности согласно СТ РК EN 998-2. Растворы, укладываемые тонким слоем, и легкие растворы должны быть растворами по оценке пригодности согласно СТ РК EN 998-2.

5.2.3 Прочность кладочного раствора на сжатие f_m определяется в соответствии с EN 1015-11. Минимальная прочность раствора на сжатие f_m для армированной каменной кладки должна составлять 4 МПа и для каменной кладки с косвенным армированием горизонтальных швов не менее 2 МПа.

5.3 Каменная кладка

5.3.1 [3.6.1.2] Нормативное сопротивление сжатию каменной кладки f_k должно определяться по результатам ее испытаний в соответствии с EN 1052-1 или по следующим формулам, приведенным в п.3.6.1.2(2) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011:

– для каменной кладки с применением обычного и легкого раствора:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}; \quad (5.1)$$

– для каменной кладки с применением раствора, укладываемого тонким слоем толщиной от 0,5 до 3 мм и керамического кирпича групп 1 и 4, силикатных блоков, бетонных блоков или блоков из ячеистого бетона:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}; \quad (5.2)$$

– для каменной кладки с применением раствора, укладываемого тонким слоем от 0,5 до 3 мм и керамического кирпича групп 1 и 4, силикатных блоков, бетонных блоков или блоков из ячеистого бетона:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}; \quad (5.3)$$

где f_b – приведенное (нормализованное) сопротивление сжатию камня (блока), МПа;

f_m – прочность кладочного раствора на сжатие, МПа;

K – коэффициент, принимаемый по Таблице 5.2 настоящего Пособия при условии выполнения следующих требований:

- каменная кладка выполнена в соответствии с СН РК EN 1996-1-1:2005/2011;
- все швы считаются как полностью заполненные раствором;
- при применении раствора общего назначения f_b не должно превышать 75 МПа;
- при применении раствора, укладываемого тонким слоем, f_b не должно превышать 50 МПа;
- при применении раствора общего назначения f_m не должно превышать 20 МПа или $2 \cdot f_b$;
- при применении легкого раствора f_m не должно превышать 10 МПа;
- толщина стены из каменной кладки соответствует ширине или длине камня или блока, т. е. отсутствует растворный шов параллельно плоскости стены;
- коэффициент вариации прочности камня или блока не превышает 25 %.

5.3.2 Для многорядной каменной кладки стен (толщиной более размера камня или блока) на растворе общего назначения с растворными швами параллельно плоскости стены, которые проходят по всей длине стены или ее частям, значения K из Таблицы 5.2 следует умножать на коэффициент 0,8.

**Таблица 5.2 – Значения коэффициента K для каменной кладки
(п.3.6.1.2(2) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011)**

Вид камня или блока		Раствор общего назначе- ния	Раствор, укладываемый тонким слоем (толщина горизонтального шва от 0,5 до 3 мм)	Легкий раствор с плот- ностью в сухом состоянии	
				$600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ кг/м}^3$	$800 < \rho_d \leq 1500 \text{ кг/м}^3$
Кирпич	Группа 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Группа 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Группа 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Группа 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Силикатный блок	Группа 1	0,55	0,80	*	*
	Группа 2	0,45	0,65	*	*
Бетонный блок	Группа 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Группа 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Группа 3	0,40	0,50	*	*
	Группа 4	0,35	*	*	*
Блок из ячеис- того бетона	Группа 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Бетонный блок заводского изготовления	Группа 1	0,45	0,75	*	*
Блок из природного камня	Группа 1	0,45	*	*	*
<p>* Значения отсутствуют, так как такие сочетания камня (блока) и раствора не используются.</p>					

5.3.3 [3.7.2] Кратковременный модуль упругости E неармированной каменной кладки является секущим модулем и определяется в процессе испытаний в соответствии с EN 1052-1. Модуль упругости каменной кладки при длительном действии нагрузки с учетом деформаций ползучести определяется по Формуле (3.8) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011:

$$E_{\text{longterm}} = \frac{E}{1 + \Phi_{\infty}}, \quad (5.4)$$

где Φ_{∞} – предельное значение коэффициента ползучести для каменной кладки.

5.3.4 [3.7.4] Предельное значение коэффициента ползучести для каменной кладки Φ_{∞} , конечное значение величины деформаций долговременного набухания или усадки, коэффициент температурных деформаций каменной кладки α_t определяют методом испытаний. Ориентировочные диапазоны значений указанных деформаций приведены в Таблице 5.3. Их конкретные числовые значения устанавливаются в национальном приложении.

5.3.5 Величину модуля сдвига G каменной кладки можно принимать равным 40 % значения модуля упругости E .

Таблица 5.3 - Параметры ползучести, набухания или усадки и температурных деформаций каменной кладки (п.3.7.4 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011)

Вид камней или блоков		Предельное значение коэффициента ползучести, Φ_{∞}	Предельное значение набухания и усадки, мм/м	Коэффициент температурных деформаций, α_t , $10^{-6}/K$
Кирпич		от 0,5 до 1,5	от (–0,2) до (+1,0)	от 4 до 8
Силикатный блок		от 1,0 до 2,0	от (–0,4) до (–0,1)	от 7 до 11
Бетонные блоки и бетонные блоки заводского изготовления		от 1,0 до 2,0	от (–0,6) до (–0,1)	от 6 до 12
Блоки из легкого бетона		от 1,0 до 3,0	от (–1,0) до (–0,2)	от 6 до 12
Блоки из ячеистого бетона		от 0,5 до 1,5	от (–0,4) до (+0,2)	от 7 до 9
Блоки из природного камня	Магматические породы	-	от (–0,4) до (+0,7)	от 5 до 9
	Осадочные породы			от 2 до 7
	Метаморфические породы			от 1 до 18

5.3.6 Армирование горизонтальных швов каменной кладки следует применять в случаях, когда повышение марок камня и раствора по прочности не обеспечивает требуемой несущей способности кладки, а увеличение площади поперечного сечения конструкции нерационально или невозможно. Конструктивное горизонтальное армирование в виде плоских арматурных каркасов, сеток и одиночных стержней рекомендуется использовать для отдельных фрагментов кладки – простенков, столбов, пересечений стен, углов зданий, для устройства в кладке армопоясов и т.д. (см. Приложение А настоящего Пособия).

5.3.7 Вертикальное (продольное) армирование кладки рекомендуется применять в случаях, когда повышение марок камней и раствора не обеспечивает требуемой несущей способности кладки в конструкциях, работающих преимущественно на сжатие и сжатие с изгибом. Конструктивное продольное армирование кладки рекомендуется использовать для отдельных фрагментов кладки – простенков, столбов, контуров оконных и дверных проемов, пересечений стен, углов зданий и т.д. (см. Приложение Б настоящего Пособия).

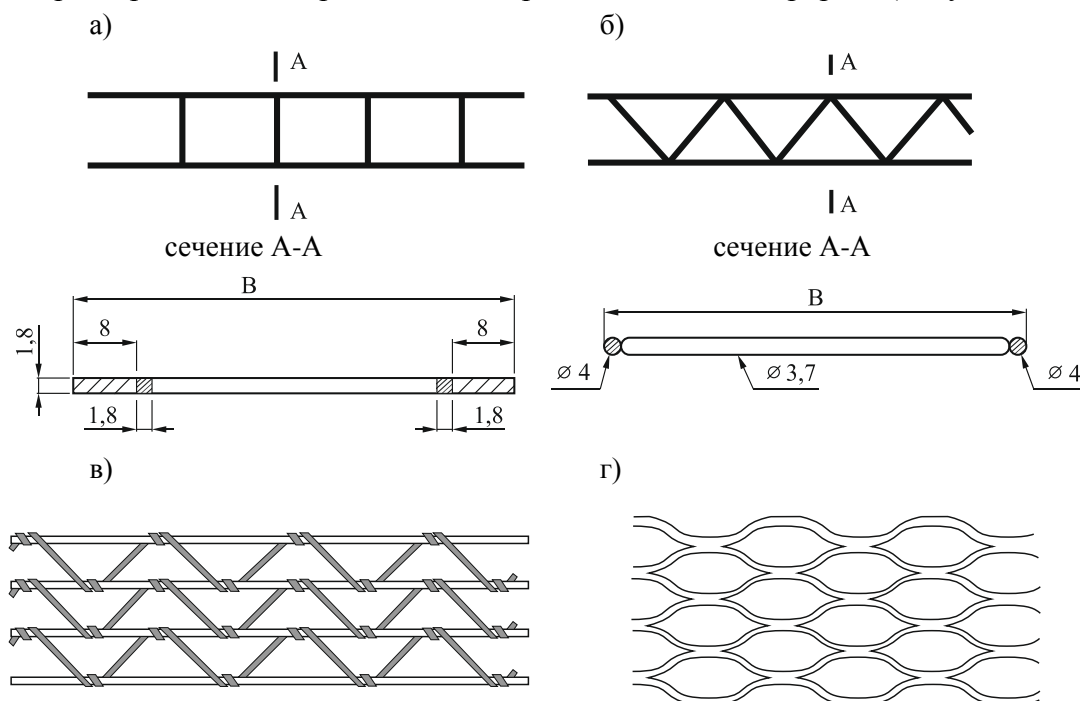
5.3.8 Смешанное (одновременно горизонтальное и вертикальное) армирование следует применять в случаях, когда кладка работает в условиях сложного напряженного состояния либо подвержена сейсмическим воздействиям (см. Приложение В настоящего Пособия).

5.4 Арматура

5.4.1 [6.3.9] Для армирования каменной кладки следует применять свариваемую конструкционную или нержавеющую сталь гладкую или периодического профиля (для лучшего сцепления). Нормативное сопротивление ненапрягаемой арматуры f_{yk} должно соответствовать требованиям СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Коэффициент линейного температурного расширения стали следует принимать равным $12 \times 10^{-6} K^{-1}$.

5.4.2 В соответствии с классификацией СТ РК EN 845-3 для армирования горизонтальных швов каменной кладки стен следует применять следующие виды арматурных изделий, характеризующиеся определенными параметрами, устанавливаемыми в соответствии с требованиями стандартов СТ РК EN 846 (2-5 части) и EN 846 (6-14 части):

- сварные сетки из стальной проволоки, состоящие из продольных стержней, сваренных с поперечными стержнями (Рисунок 5.2а) или с непрерывно расположенными под углом стержнями (Рисунок 5.2б);
- плетеные стальные сетки, изготавливаемые посредством поочередного обвивания поперечными проволоочными стержнями продольных стержней (Рисунок 5.2в);
- просечно-вытяжные сетки, получаемые посредством вытяжки листовой стали, в которой предварительно в определенном порядке выполнены прорезы (Рисунок 5.2г).



а, б) - сварные сетки, в) - плетенная сетка, г) - просечно-вытяжная сетка

Рисунок 5.2 - Арматурные изделия применяемые для армирования горизонтальных швов каменной кладки

5.4.3 Перспективным является применяемое в европейской практике армирование в виде стальных перфорированных полос (Рисунок 5.3) либо спиралевидных стержней (Рисунок 5.4), которые из-за своей формы обладают высоким сцеплением с кладочным раствором.

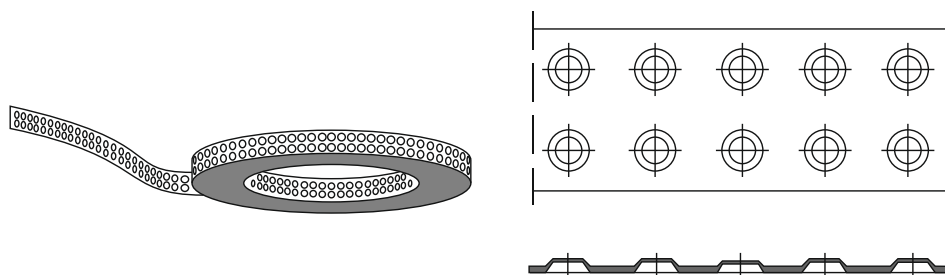


Рисунок 5.3 – Арматура из стальной перфорированной полосы [27]



Рисунок 5.4 – Фрагмент арматуры в виде спиралевидных стержней [15, 20]

5.4.4 [3.5(2)] Механические показатели стали для предварительно напряженных стен следует принимать в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Состав оцинкованной стали для предварительно напряженных элементов должен быть таким, чтобы процесс оцинкования не оказывал на нее отрицательное влияние.

5.4.5 [6.3.10(3)] Вид арматурной стали и ее минимальную антикоррозионную защиту необходимо выбирать с учетом класса окружающей среды для соответствующего места применения. Рекомендации по выбору арматурной стали содержатся в Таблице 5.4:

**Таблица 5.4 – Выбор арматурной стали для обеспечения долговечности
[Национальное приложение к СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]**

Класс окружающей среды ^{a)}	Минимальная защита арматурной стали	
	Заделка раствором	Заделка бетоном с толщиной бетонного покрытия менее чем требуется согласно (4)
MX1	Незащищенная нелегированная сталь ^{b)}	Незащищенная нелегированная сталь
MX2	Нелегированная сталь с утолщенным слоем цинка или с равнозначным защитным покрытием ^{c)}	Незащищенная нелегированная сталь или нелегированная сталь с утолщенным слоем цинка или с равнозначным защитным покрытием при заполнении полостей раствором
	Незащищенная нелегированная сталь в каменной кладке со слоем штукатурки на стороне, подвергаемой нагрузке ^{d)}	

Таблица 5.4 – Выбор арматурной стали для обеспечения долговечности
[Национальное приложение к СН РК EN 1996-1-1:2005/2011] (продолжение)

Класс окружающей среды ^{a)}	Минимальная защита арматурной стали	
	Заделка раствором	Заделка бетоном с толщиной бетонного покрытия менее чем требуется согласно (4)
MX4	Аустенитная нержавеющая сталь AISI 316 Нелегированная сталь с утолщенным слоем цинка или с равнозначным защитным покрытием ^{b)} со слоем штукатурки на стороне, подвергаемой нагрузке ^{d)}	Аустенитная нержавеющая сталь AISI 316
MX5	Аустенитная нержавеющая сталь AISI 316 или 304 ^{e)}	Аустенитная нержавеющая сталь AISI 316 или 304 ^{e)}
<p>^{a)} См. СН РК EN 1996-2:2006/2011.</p> <p>^{b)} Для внутренней оболочки многослойных наружных стен, с возможным увлажнением, применяют конструкционную сталь с утолщенным цинковым или равнозначным защитным покрытием, как описано в ^{c)}.</p> <p>^{c)} Нелегированную сталь оцинковывают слоем массой не менее 900 г/м² или покрывают цинком массой 60 г/м² и прочным покрытием из эпоксидной смолы толщиной не менее 80 мкм и средним значением 100 мкм</p> <p>^{d)} Применяют раствор общего назначения или раствор, укладываемый тонким слоем, класса прочности на сжатие М4. Толщину бокового растворного покрытия увеличивают на 30 мм, и каменную кладку оштукатуривают раствором согласно СТ РК EN 998-1.</p> <p>^{e)} При проектировании объекта необходимо учитывать, что аустенитная нержавеющая сталь неприменима в агрессивной среде.</p>		

5.4.6 Для кладок на тонких растворных швах от 0,3 мм до 3 мм наиболее эффективными являются сетки из композитных материалов, которые широко применяются в европейской практике (Рисунок 5.5).

5.4.7 Для армирования поверхностей каменных стен в европейской практике получили широкое применение сетки из стекловолокон и углеволокон (Рисунок 5.6). Такие сетки при их толщине (0,1 – 0,2) мм обладают прочностью в несколько раз превышающую прочность стальной арматуры. Их крепление к каменной кладке осуществляется на специальных штукатурных растворах толщиной (5 – 8) мм, изготовленных из неорганических минеральных материалов с модифицированными полимерными добавками. Наибольший эффект такого рода армирования достигается при строительстве каменных зданий, подверженных сейсмическим воздействиям (см. Приложение Д настоящего Пособия).

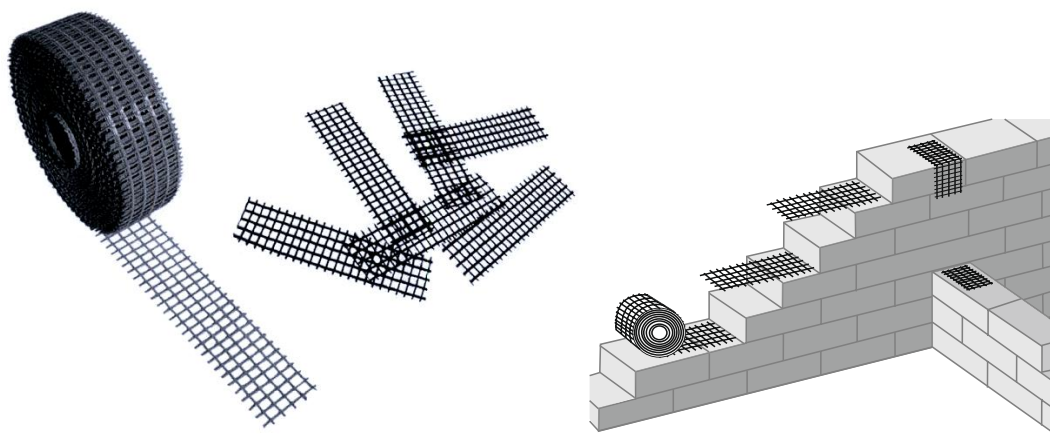


Рисунок 5.5 – Арматурные сетки из композитных материалов для армирования тонких горизонтальных растворяемых швов [27,30]

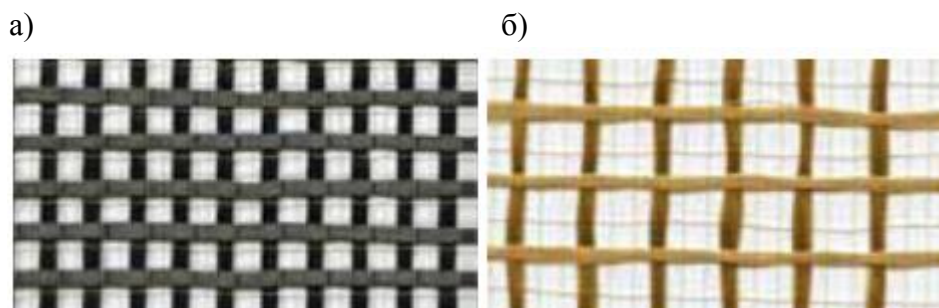


Рисунок 5.6 – Арматурные сетки Ruredil XMech 10 (а) и Ruregold Muratura XR (б) из композитных материалов для армирования поверхностей каменных стен [37]

5.5 Бетон для заполнения

Прочностные показатели бетона для заполнения пространства между арматурой и каменной кладкой следует определять на основании испытаний образцов бетона. При отсутствии опытных данных значения нормативного сопротивления осевому сжатию f_{ck} и срезу (сдвигу) f_{cvk} бетона для заполнения принимают по Таблице 5.5.

Таблица 5.5 – Нормативные сопротивления сдвигу бетона для заполнения в соответствии с СН РК EN 1996-1-1:2005/2011

Класс прочности бетона	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 и выше
f_{ck} , Н/мм ²	12	16	20	25
f_{cvk} , Н/мм ²	0,27	0,33	0,39	0,45

5.6 Сцепление арматуры с заполнением

5.6.1 [3.6.4(5)] При применении арматурных сеток (плоских каркасов) в горизонтальных швах нормативную прочность сцепления следует определять в процессе испытаний согласно СТ РК EN 846-2 или в расчет включать только прочность сцепления продольных стержней.

5.6.2 [3.6.4(3)] При отсутствии результатов испытаний сцепления арматуры с бетоном в бетонных элементах с размерами сечений не менее 150 мм или в бетонном элементе, в котором расположена арматура, огражденном каменной кладкой, значения нормативного напряжения сцепления f_{bok} (в МПа площади поверхности арматурного стержня) принимают по Таблице 5.6.

5.6.3 [3.6.4(4)] При отсутствии результатов испытаний сцепления арматуры с бетоном в бетонных элементах (или растворных слоях) с размерами сечений менее 150 мм или в бетонном элементе (слое раствора), в котором расположена арматура, не огражденном каменной кладкой, значения нормативного напряжения сцепления f_{bok} (в МПа площади поверхности арматурного стержня) принимают по Таблице 5.7.

Таблица 5.6 – Нормативное напряжение сцепления арматуры с бетоном в элементах, огражденных каменной кладкой [СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

f_{bok} для арматуры периодического профиля и изделий из нержавеющей стали, Н/мм ²	f_{bok} для гладкой конструкционной стали, Н/мм ²	Класс прочности бетона на сжатие
2,4	1,3	C12/15
3,0	1,5	C16/20
3,4	1,6	C20/25
4,1	1,8	C25/30 и выше

Таблица 5.7 – Нормативное напряжение сцепления арматуры с бетоном и раствором в элементах, не огражденных каменной кладкой [СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

f_{bok} для арматуры периодического профиля и изделий из нержавеющей стали, Н/мм ²	f_{bok} для гладкой конструкционной стали, Н/мм ²	Прочность на сжатие	
		бетона	раствора
0,5	0,5	Не применяют	M2 – M5
1,0	0,7	C12/15	M5 – M9
1,5	1,2	C16/20	M10 – M14
2,0	1,4	C20/25	M15 – M19
3,4	1,4	C25/30 и выше	M20

6 РАСЧЕТ СТЕН ПРИ ИЗГИБЕ

6.1 Расчетные модели

6.1.1 На изгиб в плоскости стен работают их участки, которые посредством рандбалок либо армопоясов опираются на железобетонные либо стальные колонны, каменные столбы либо перемычки (Рисунок 6.1).

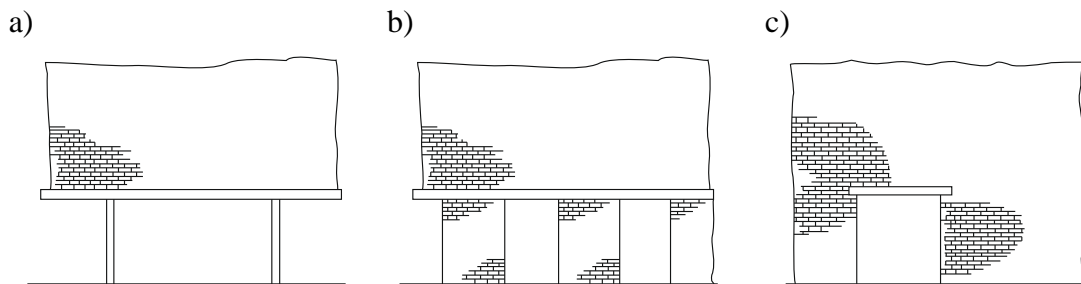
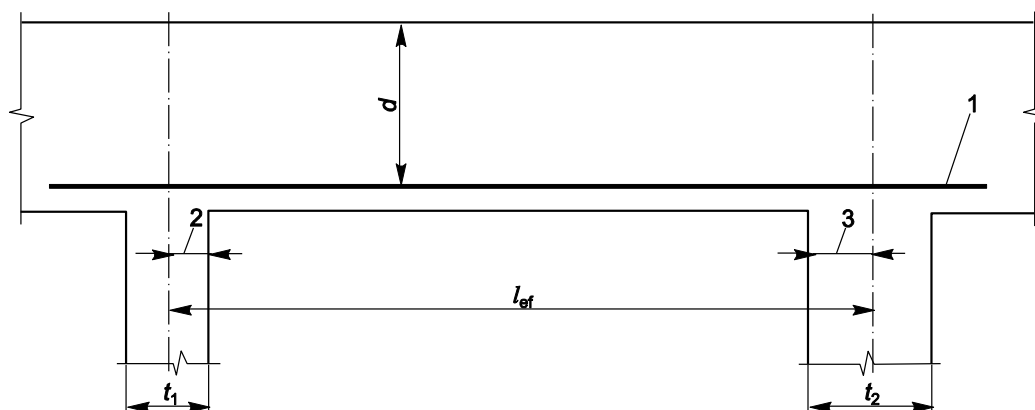


Рисунок 6.1 – Участки каменных стен, опираемые на железобетонные либо стальные колонны (а), каменные столбы (б) и перемычки (с)

6.1.2 К вертикально нагруженным армированным балкам относятся части стен, у которых отношение пролета проема в свету ко всей высоте стены над проемом l_{cl}/h составляет более 2. При меньших отношениях расчетной моделью рассматриваемых частей стен являются высокие балки (балки-стенки).

6.1.3 [5.5.2.2(1)] Расчетный (эффективный) пролет l_{ef} однопролетных и неразрезных балок, кроме высоких балок (перемычек, балок-стенок), допускается принимать меньшим из двух значений (Рисунок 6.2):

- расстояние между осями опор;
- расстояние в свету между опорами плюс рабочая высота поперечного сечения d .



1 - арматура;

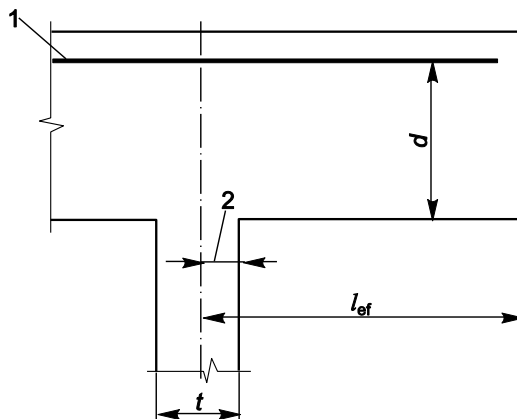
2 - $t_1/2$ или $d/2$ (применяют меньшее из двух значений);

3 - $t_2/2$ или $d/2$ (применяют меньшее из двух значений)

Рисунок 6.2 - Расчетный (эффективный) пролет однопролетной или неразрезной балки [СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

6.1.4 [5.5.2.2(2)] Расчетную (эффективную) длину консоли l_{ef} допускается принимать меньшую из двух следующих значений (Рисунок 6.3):

- расстояние между торцом консоли и осью опоры;
- расстояние между торцом консоли и краем опоры плюс половина рабочей высоты поперечного сечения d .

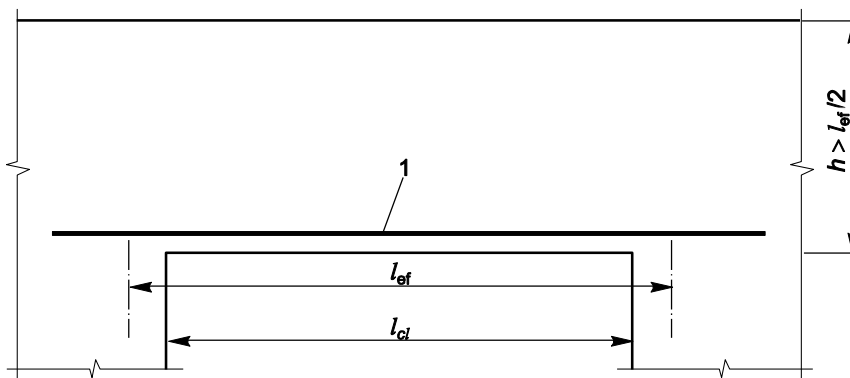


1 - арматура;

2 - $t/2$ или $d/2$; применяют меньшее из двух значений

Рисунок 6.3 - Расчетная (эффективная) длина консоли [СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

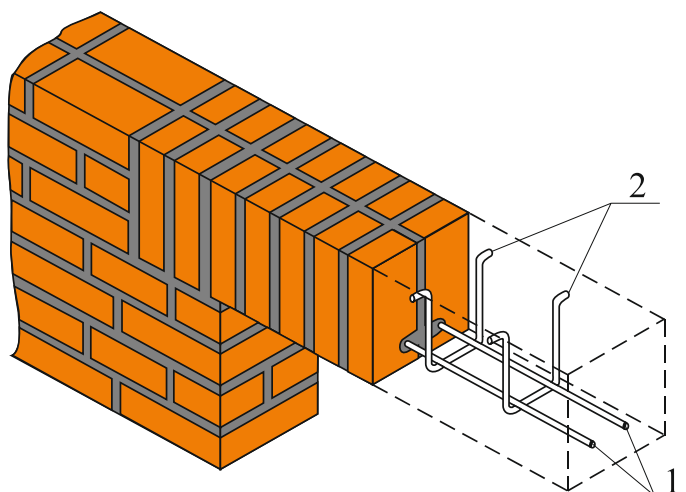
6.1.5 [5.5.2.3(1)] Расчетный (эффективный) пролет l_{ef} перемычки, балки-стенки из каменной кладки допускается определять как $l_{ef} = 1,15l_{cl}$, l_{cl} – пролет проема в свету (Рисунок 6.4).



1 – арматура

Рисунок 6.4 - Расчетная модель перемычки из каменной кладки [СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

Пример армированной каменной перемычки приведен на Рисунке 6.5.



1 – продольная растянутая арматура, 2 - поперечная арматура

Рисунок 6.5 - Армирование изгибаемых каменных перемычек [3]

6.1.6 [5.5.2.5(1)] Пролет армированного элемента каменной кладки следует ограничивать в соответствии с Таблицей 6.1.

Таблица 6.1 - Максимально допустимые значения отношения расчетного (эффективного) пролета к рабочей высоте изгибаемых балок и перемычек (балок-стенок) [СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

	Отношение эффективного пролета к полезной высоте, l_{ef}/d , или к эффективной толщине, l_{ef}/t_{ef}	
	Перемычки (балки-стенки)	Балки
Однопролетные	35	20
Неразрезные	45	26
С двухосным напряженным состоянием	45	—
Консоль	18	7

ПРИМЕЧАНИЕ Для отдельно стоящих стен, не являющихся частью здания, которые находятся преимущественно под действием ветровой нагрузки, указанные для стен значения отношения допускается увеличить на 30 %, если эти стены не имеют штукатурки, которая может быть повреждена вследствие деформаций.

6.1.7 [5.5.2.3(2)] При определении нагрузок на перемычку (балку-стенку) учитывают все нагрузки, действующие на участок стены шириной, равной пролету проема в свету, и высотой h . Это условие не распространяется на нагрузки, которые могут восприниматься другими элементами конструкции, например находящимися выше монолитными

перекрытиями или перекрытиями из сборных плит при конструкции опорных узлов как монолитных неразрезных армопоясов.

6.1.8 Внутренние усилия в балках и балках-стенках следует определять методами строительной механики. Эпюры распределения нормальных напряжений в вертикальных сечениях армированных балок и балок-стенок при их загрузке равномерной вертикальной нагрузкой приведены на Рисунке 6.6. Влияния перераспределения усилий (моментов) следует учитывать в соответствии с указаниями СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

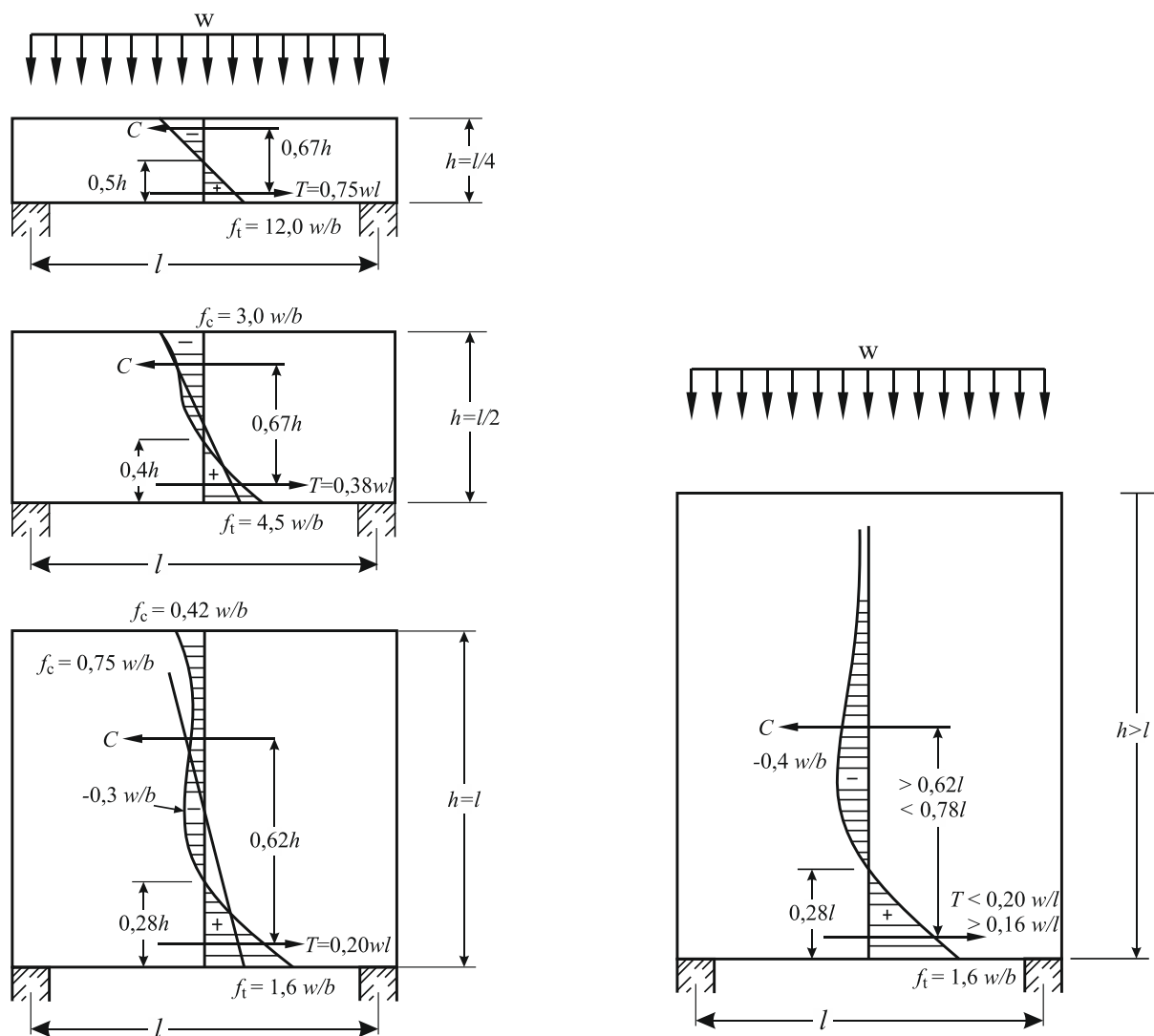


Рисунок 6.6 – Эпюры нормальных напряжений в вертикальных сечениях армированных балок и балок-стенок [11]

6.1.9 При действии горизонтальной нагрузки перпендикулярной плоскости стен (ветровые нагрузки, боковое давление грунта) изгибающие моменты следует определять в соответствии с расчетными моделями Приложения С СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 (Рисунок 6.7)



Рисунок 6.7 – расчетная схема горизонтально нагруженной стены ($\alpha_2, \mu\alpha_2$ – коэффициенты изгибающего момента в указанных направлениях)
[СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

6.2 Несущая способность при изгибе в плоскости стены

6.2.1 [6.6.2(3)] При определении несущей способности сечения при изгибе армированных балок можно исходить из прямоугольной эпюры напряжений в сжатой зоне сечения (Рисунок 6.8). При этом предполагается, что арматура деформируется как прилегающая каменная кладка, прочность которой при растяжении равна нулю. Относительную деформацию при растяжении арматуры ε_s следует ограничивать значением 0,01.

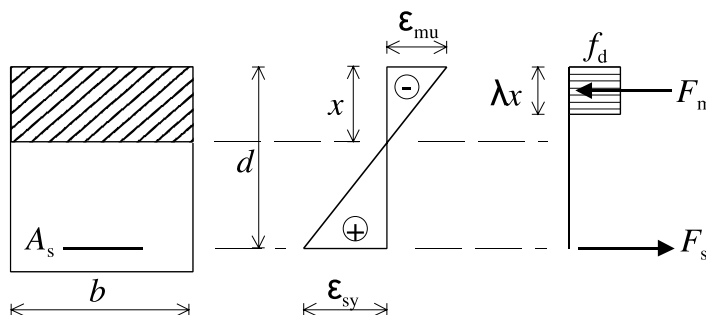


Рисунок 6.8 – Расчетная схема деформаций и усилий в сечении изгибаемого элемента
[СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

6.2.2 [6.6.2(4)] Для армированного прямоугольного сечения при чистом изгибе прочность сечения M_{Rd} допускается определять по формуле:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z, \quad (6.1)$$

в которой плечо внутренней пары сил в сечении изгибаемого армокаменного элемента z определяется из выражения:

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d, \quad (6.2)$$

где b – ширина поперечного сечения;

d – рабочая высота поперечного сечения;

A_s – площадь поперечного сечения продольной растянутой арматуры;

f_d – меньшее из значений расчетного сопротивления сжатию каменной кладки в направлении нагрузки согласно п. 2.4.1 и 3.6.1 и расчетного сопротивления на сжатие бетона для заполнения согласно п. 2.4.1 и 3.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011;

f_{yd} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры при растяжении.

6.2.3 [6.6.2(5)] При определении несущей способности при изгибе M_{Rd} консольных участков расчетное сопротивление сжатию f_d согласно Рисунка 6.8 допускается принимать на отрезке λ_x , измеренном от сжатой грани сечения. При этом значения M_{Rd} определяются по формулам:

– для камней (блоков) группы 1, кроме блоков из легкого бетона

$$M_{Rd} \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad (6.3)$$

– для камней (блоков) групп 2, 3 и 4 и блоков из легкого бетона группы 1

$$M_{Rd} \leq 0,3 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2, \quad (6.4)$$

где f_d – расчетное сопротивление сжатию каменной кладки в соответствующем направлении;

b – ширина поперечного сечения;

d – рабочая высота поперечного сечения;

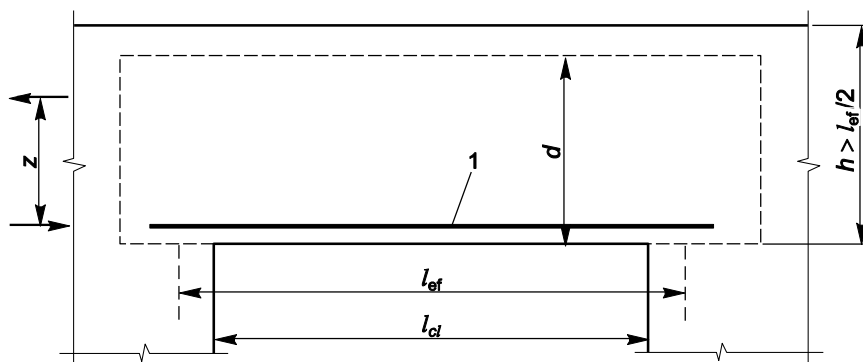
x – высота сжатой зоны сечения.

6.2.4 [6.6.4(1)] Для участков стен, воспринимающих поперечные нагрузки, как высокие балки, прочность сечения при изгибе элемента армокаменной конструкции M_{Rd} допускается определять по формуле (6.1),

где A_s – площадь поперечного сечения растянутой арматуры в нижней (растянутой) части сечения балки;

f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры;

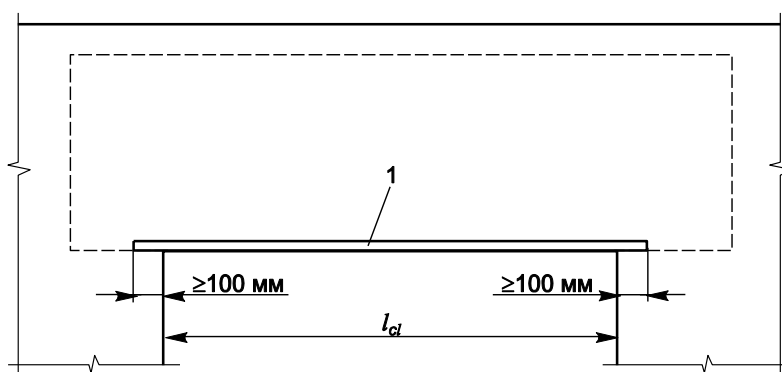
z – плечо внутренней пары сил в сечении изгибаемого армокаменного элемента, которое следует принимать меньшим из двух следующих значений: $z = 0,7 \cdot l_{ef}$ или $z = 0,4 \cdot h + 0,2 \cdot l_{ef}$. При этом высота расчетного участка принимается равной $d = 1,25 \cdot z$ (Рисунок 6.9).



1 - арматура

Рисунок 6.9 - Расчетная модель высокой балки [СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

6.2.5 [6.6.5(1)] Для армированных железобетонных, в том числе предварительно напряженных сборных перемычек, взаимодействующих в соединении с находящейся над ними каменной кладкой, образуя при этом растянутый пояс, жесткость которых по сравнению с жесткостью каменной кладки мала, расчет несущей способности допускается производить по правилам, указанным в 6.2.4. Длина опоры перемычки должна быть не менее 100 мм (Рисунок 6.10).

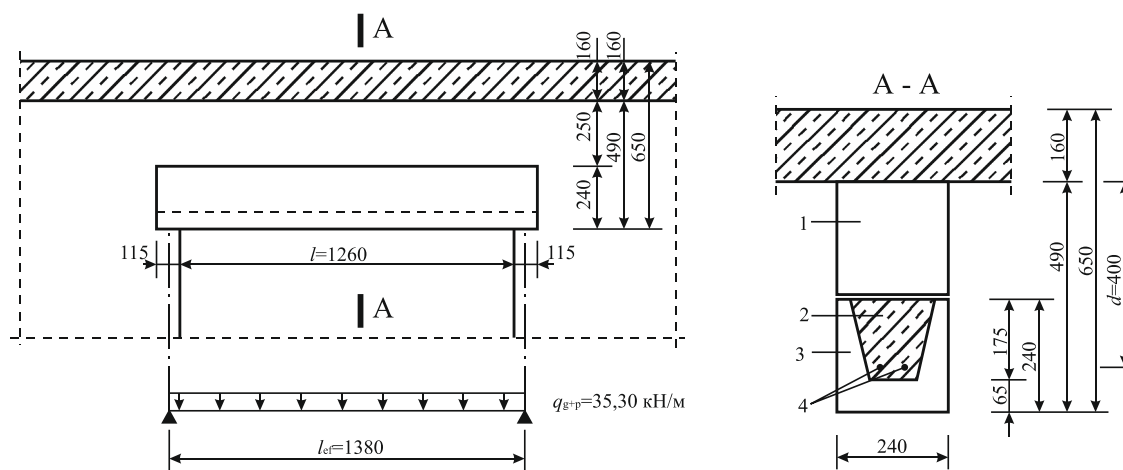


1 - сборная плоская перемычка

Рисунок 6.10 - Плоская железобетонная перемычка в качестве стеновой опоры с расположенной над ней каменной кладкой [СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]**ПРИМЕР 1**

Дано: Армированная перемычка над оконным проемом каменной стены, которая выполнена в виде бетонного корыта, заполненного армированным бетоном класса С 20/25 (Рисунок 6.11). Кладка стен выполнена из полнотелых силикатных камней прочность $f_b = 15$ МПа на растворе прочностью $f_m = 5,0$ МПа. Суммарная расчетная нагрузка на перемычку от собственного веса перекрытия с кладкой и полезной нагрузкой составляет $q_{g+p} = 35,3$ кН/м.

Требуется: Определить требуемое сечение горизонтальной арматуры перемычки.



1 – каменная кладка, 2 – бетон заполнения, 3 – бетонный элемент заводского изготовления, 4 – арматура

Рисунок 6.11 – К расчету армированной перемычки (размеры в мм)

Решение

Эффективная длина перемычки

$$l_{ef} = 0,115/2 + 1,26 + 0,115/2 = 1,38 \text{ м}$$

Полная высота сечения перемычки до уровня железобетонного перекрытия составляет $h = 0,49 \text{ м}$ (Рисунок 6.11). Поскольку в соответствии с п.5.5.2.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 $h/1,15 \cdot l = 0,49/1,15 \times 1,26 = 0,34 < 0,5$, то перемычку следует рассчитывать как балку на действие следующих усилий:

$$M_{Ed} = q_{g+p} l^2 / 8 = 35,3 \times 1,38^2 / 8 = 8,4 \text{ кНм},$$

$$V_{Ed} = q_{g+p} l / 2 = 35,3 \times 1,38 / 2 = 24,4 \text{ кН}.$$

Определяем расчетные прочностные характеристики материалов:

- каменная кладка (коэффициент безопасности $\gamma_m = 1,7$):

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,55 \times 15^{0,7} \times 5^{0,3} = 5,9 \text{ МПа},$$

$$f_d = f_k / \gamma_m = 5,9 / 1,7 = 3,5 \text{ МПа};$$

- бетон заполнения согласно данных Таблицы 5.5

$$f_{ck} = 20 \text{ МПа};$$

- стальная арматура (коэффициент безопасности $\gamma_s = 1,15$)

$$f_{yk} = 500 \text{ МПа}, f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа};$$

Из совместного решения уравнений (6.1) и (6.2) находим приближенное значение площади сечения арматуры:

$$A_s = b \cdot d \frac{f_d}{f_{yd}} - \sqrt{\left(\frac{b \cdot d \cdot f_d}{f_{yd}}\right)^2 - 2 \cdot M_{sd} \frac{b \cdot f_d}{f_{yd}^2}} =$$

$$= \left\{ 0,24 \times 0,40 \times \frac{3,5}{435} - \left[\left(0,24 \times 0,40 \times \frac{3,5}{435} \right)^2 - 2 \times 11,57 \times 10^{-3} \times \frac{0,24 \times 3,5}{435^2} \right]^{0,5} \right\} 10^4 = 0,69 \text{ см}^2.$$

Требуемую величину площади сечения арматуры при $z = 0,9d$ можно также найти из условия $M_{Ed} = M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{11,57 \times 10}{435 \times 0,9 \times 0,40} = 0,74 \text{ см}^2 > 0,69 \text{ см}^2.$$

Проверяем выполнение условия (6.2)

$$z = 0,40 \left[1 - 0,5 \times \frac{0,69 \times 10^{-4} \times 435}{0,24 \times 0,40 \times 3,49} \right] = 0,38 \text{ м} = 0,95 \times 0,4 = 0,38 \text{ м}.$$

Несущая способность сжатой зоны каменной кладки шириной $b = 24 \text{ см}$ (Рисунок 6.8)

$$M_{Rd} \leq \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 = 0,4 \times 3,5 \times 0,24 \times 0,4^2 \times 10^3 = 53,6 \text{ кН/м},$$

где $\beta = 0,4$ для камней группы 1.

Условие несущей способности при изгибе

$$M_{Ed} = 8,4 \text{ кНм} < M_{Rd} = 53,6 \text{ кНм}$$

соблюдается.

В соответствии с п.8.2.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 требуемая минимальная площадь арматуры

$$A_s = 0,0005 \cdot d \cdot b = 0,0005 \times 24 \times 40 = 0,48 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру в виде двух стержней диаметром 8 мм площадью сечения

$$A_s = 1,01 \text{ см}^2 > 0,69 \text{ см}^2.$$

Проверяем сечение кладки на действие поперечной силы, действующей перпендикулярно стене. По Таблице 3.4 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 находим характеристическое сопротивление кладки сдвигу $f_{vk0} = 0,15 \text{ МПа}$.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d = f_{vk0} + 0,4 \cdot V_{Ed} / b = 0,15 + 0,4 \times 24,4 \times 10^{-3} / 0,24 = 0,19 \text{ МПа}$$

Согласно Таблицы 5.5 сопротивление бетона срезу $f_{cvk} = 0,39 \text{ МПа}$.

Поскольку $f_{cvk} = 0,39 > \text{МПа}$ $f_{cvk} = 0,19 \text{ МПа}$, то на сдвиг рассчитываем кладку как менее прочный материал.

Расчетное сопротивление кладки $f_{vd} = f_{vk0} / \gamma_m = 0,19 / 1,7 = 0,11 \text{ МПа}$.

Несущую способность кладки при сдвиге определяем в сечении, отстоящем на расстоянии $d/2$ от кромки опоры, т.е. на расстоянии $a_x = 0,115/2 + 0,4/2 = 0,26$ м.

В соответствии с п.6.7.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 определяем коэффициент

$$\frac{2 \cdot d}{a_x} = \frac{2 \times 0,40}{0,26} = 3,1 < 4.$$

Прочность при сдвиге

$$f_{vd} = 3,1 \times 0,136 = 0,421 > 0,3 \text{ МПа.}$$

Несущая способность кладки при сдвиге

$$V_{Rd} = V_{Rd1} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 0,3 \times 10^3 \times 0,24 \times 0,4 = 28,8 \text{ кН.}$$

Условие обеспечения несущей способности при сдвиге

$$V_{Rd} = 28,8 \text{ кН} > V_{Ed} = 24,4 \text{ кН}$$

соблюдается.

ПРИМЕР 2

Дано: Надоконная перемычка сечением $h \times b = 45 \times 34$ см, состоящая из лицевых каменных слоев толщиной $t = 12$ см каждый и внутреннего слоя толщиной $c = 10$ см, заполненного бетоном класса С20/25 (Рисунок 6.12). Перемычка опирается на каменные стены на глубину 10 см с каждой стороны. Ширина оконного проема в свету составляет $l = 1,2$ м. Лицевые слои выполнены из керамических камней группы 1 на цементно-известковом растворе (характеристическое сопротивление кладки при сжатии $f_k = 5,94$ МПа). В нижней зоне перемычка армирована одиночным продольным стержнем диаметром 20 мм ($A_s = 3,14 \text{ см}^2$), расположенным по высоте сечения на расстоянии $d = 42$ см. Характеристическое сопротивление стали арматуры составляет $f_{yk} = 500$ МПа.

Требуется: Определить расчетное значение равномерно распределенной нагрузки q на перемычку

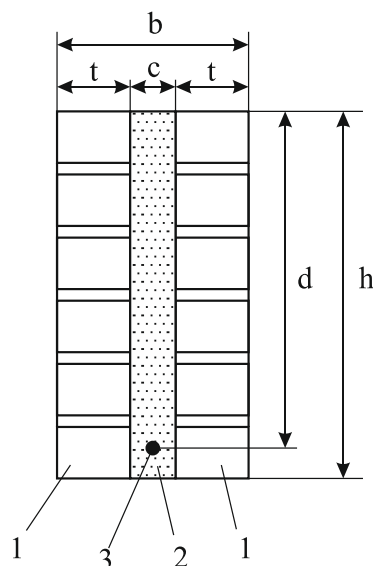
Решение

Определяем эффективную длину пролета перемычки

$$l_{ef} = l + 0,1 = 1,2 + 0,1 = 1,3 \text{ м}$$

В соответствии с таблицей 6.1 отношение эффективного пролета к полезной высоте перемычки

$$l_{ef}/d = 1,3/0,42 = 3,1 < 20$$



1 – каменные слои, 2 – внутренний бетонный слой, 3 - арматура

Рисунок 6.12 – Вертикальное сечение армированной каменной перемычки

Расчетное сопротивление каменной кладки на сжатие

$$f_d = f_k / \gamma_m = 5,94 / 1,7 = 3,49 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление бетона на сжатие

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_m = 20 / 1,5 = 13,3 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление бетона сдвигу при $f_{cvk} = 0,39$ МПа согласно Таблицы 5.5

$$f_{cvd} = f_{cvk} / \gamma_m = 0,39 / 1,5 = 0,26 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление арматуры

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа.}$$

Поскольку сечение простенка является неоднородным, то его ширину определяем приведенной к бетону как более прочному материалу. Модуль упругости бетона заполнения в соответствии с Таблицей 3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 составляет $E_{cm} = 30000$ МПа. Модуль упругости кладки из керамических камней согласно EN 1052-1 определяем из выражения:

$$E_b = K_E f_k = 1000 \times 5,94 = 5940 \text{ МПа.}$$

Приведенная ширина сечения перемычки

$$b_e = c + 2 \cdot t \cdot E_b / E_{cm} = 10 + 2 \times 12 \times 5940 / 30000 = 14,75 \text{ см.}$$

По Формуле (6.2) определяем положение нейтральной оси сечения

$$z = 45[1 - 0,5 \times 3,14 \times 435 / (14,75 \times 42 \times 13,3)] = 41,3 \text{ см} > 0,95d = 0,95 \times 42 = 39,9 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем $z = 39,9$ см.

Несущую способность сечения перемычки при изгибе определяем по Формуле 6.1

$$M_{Rd} = 3,14 \times 435 \times 39,9 \times 10^{-4} = 5,45 \text{ кНм.}$$

Из условия обеспечения несущей способности перемычки при изгибе

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} = q \cdot l^2 / 8.$$

определяем искомую расчетную нагрузку на перемычку

$$q = 8 \cdot M_{Rd} / l^2 = 8 \times 5,45 / 1,3^2 = 25,8 \text{ кН/м.}$$

Определяем несущую способность перемычки при сдвиге

$$V_{Rd} = V_{Rd1} = f_{cvd} \cdot b_e \cdot d = 0,26 \times 10^3 \times 0,1475 \times 0,42 = 16,1 \text{ кН.}$$

Из условия обеспечения несущей способности перемычки при сдвиге

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} = q \cdot l / 2,$$

определяем искомую расчетную нагрузку на перемычку

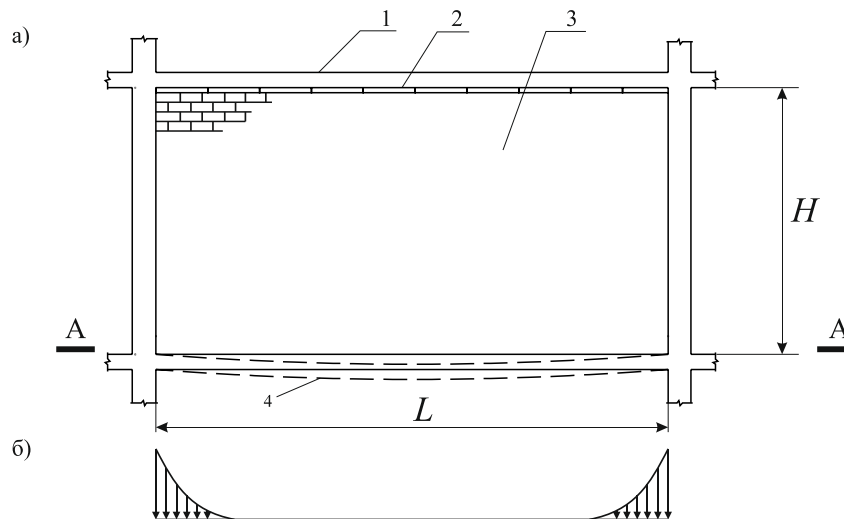
$$q = 2 \cdot V_{Rd} / l = 2 \times 16,1 / 1,3 = 24,8 \text{ кН/м.}$$

Принимаем меньшее значение $q = 24,8$ кН/м.

ПРИМЕР 3

Дано: Каменное стеновое самонесущее заполнение наружных стен каркасного железобетонного здания длиной ячейки $L = 6,0$ м и высотой $H = 3,0$ м (Рисунок 6.13). Кладка заполнения выполнена на тонких растворных швах из ячеистобетонных блоков объемной массой $0,6$ кН/м³. Расчетное сопротивление кладки на растяжение составляет $0,12$ МПа. Между кладкой и верхним перекрытием имеется горизонтальный деформационный шов. При длительно действующей полезной нагрузке железобетонная плита перекрытия получают дополнительный прогиб, в результате чего между каменным заполнением и плитой происходит нарушение контакта. При этом опорное давление на перекрытие от стенового заполнения передается через его концевые участки (Рисунок 6.13б), а само заполнение работает на изгиб под действием собственного веса, как высокая балка.

Требуется: Проверить несущую способность каменного заполнения при изгибе, а в случае необходимости запроектировать его усиление в виде горизонтальной арматуры.



1 – железобетонное перекрытие, 2 – горизонтальный деформационный шов, 3 – каменное заполнение, 4 – прогиб железобетонного перекрытия

Рисунок 6.13 - Каменное стеновое заполнение каркасного здания: а) – фасад стены, б) – сжимающие контактные напряжения в сечении А - А

Решение

Определяем напряженное состояние каменного заполнения от действия собственного веса при граничных условиях на опоре согласно Рисунка 6.13б. Расчет выполняем численным методом с использованием программного комплекса SKAD. На Рисунке 6.14 приведены полученное расчетом поле траекторий главных растягивающих напряжений в каменном заполнении. Из их анализа следует, что в наиболее напряженном состоянии находится нижняя зона заполнения, где максимальные растягивающие напряжения составляют $4,37 \text{ т/м}^2 = 0,0437 \text{ МПа}$, что меньше расчетного сопротивления кладки на растяжения равного $0,12 \text{ МПа}$. Таким образом несущая способность каменного заполнения является обеспеченной, а в его армировании нет необходимости.

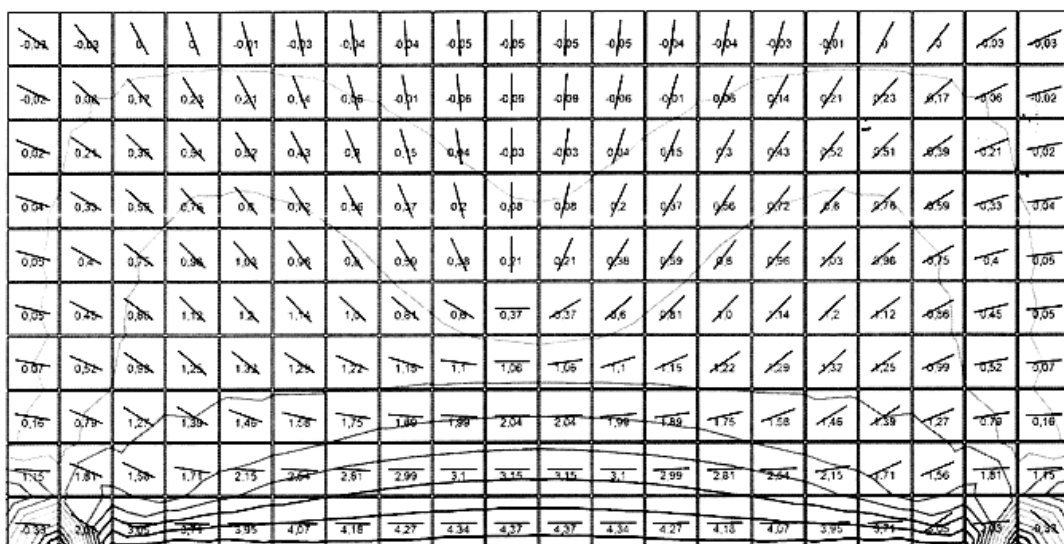
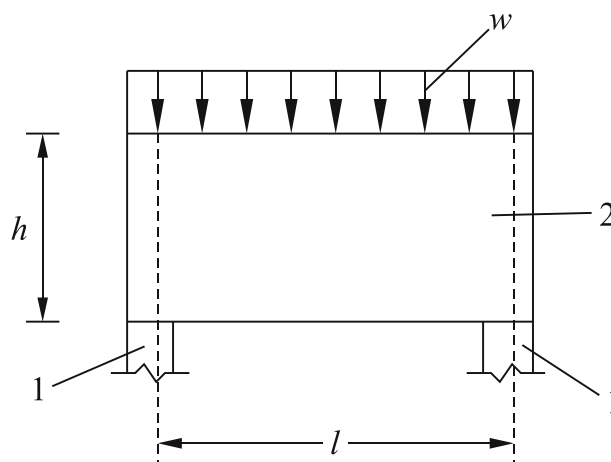


Рисунок 6.14 - Траектории главных растягивающих напряжений в каменном заполнении (значения в т/м^2)

ПРИМЕР 4

Дано: Каменная стена торца многоэтажного дома, продольные стены которого опираются на железобетонные рамы. Торцевая стена толщиной 0,38 м выполнена из керамических камней группы 1. Суммарная расчетная равномерно распределенная нагрузка, передаваемая на стену первого этажа посредством железобетонного перекрытия, составляет $w = 45 \text{ кН/м}$. Высота этажа составляет $h = 3,0 \text{ м}$, а расстояние между осями железобетонных опор $l = 6,0 \text{ м}$ (Рисунок 6.15).



1 – железобетонные продольные рамы, 2 – торцевая стена первого этажа

Рисунок 6.15 – Расчетная схема каменной стены торца здания

Требуется: Определить требуемое сечение горизонтальной арматуры в нижней растянутой зоне торцевой стены

Решение

Эффективная длина стены составляет $l_{\text{ef}} = l = 6,0 \text{ м}$. Поскольку $l_{\text{ef}} / h = 6,0 / 3,0 = 2$, то за расчетную модель стены принимаем высокую балку. В соответствии с Рисунком 6.6 определяем величину равнодействующей растягивающих напряжений в нижней зоне стены:

$$T = 0,38 \cdot w \cdot l_{\text{ef}} = 0,38 \times 41 \times 6 = 93,5 \text{ кН}$$

В качестве армирования принимаем стержни с характеристическим сопротивлением $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$.

Расчетное сопротивление арматуры

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа}$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_s = T / f_{yd} = 93,5 \times 10^3 / 435 = 215 \text{ мм}^2$$

Принимаем арматурные сетки из 4 стержней диаметром 6 мм. Сетки располагаем в двух смежных горизонтальных растворных швах по 4 стержня в каждом. Общая площадь сечения стержней $A = 226 \text{ мм}^2 > A_s = 215 \text{ мм}^2$. Сетки располагаем на расстоянии от центра тяжести арматурных стержней до верха стены первого этажа $d = 0,95h = 0,95 \times 3,0 = 2,85 \text{ м}$.

6.3 Несущая способность при изгибе из плоскости стены

[6.6.2.(9)] Если в стенах с арматурными сетками в горизонтальных швах для определения коэффициента изгибающего момента α (см. п.5.5.5

СН РК EN 1996-1-1:2005/2011) учитывают прочность арматуры горизонтальных швов при работе пояса кладки на изгиб, то допускается применять повышенное расчетное сопротивление растяжению $f_{xd2,app}$ при изгибе каменной кладки в плоскости, перпендикулярной горизонтальным швам (по перевязанному сечению), посредством приравнивания воспринимаемого изгибающего момента армированной зоны горизонтальных швов с неармированной зоной такой же толщины по формуле

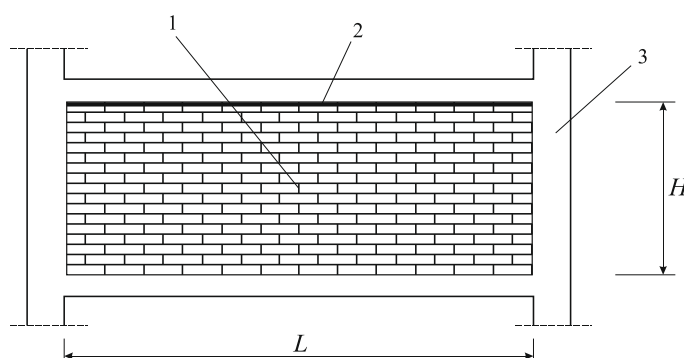
$$f_{xd2,app} = \frac{6 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot z}{t^2}, \quad (6.5)$$

где f_{yd} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры горизонтальных швов;
 A_s – площадь поперечного сечения растянутой арматуры горизонтальных швов на 1 м;
 t – толщина стены;
 z – плечо внутренней пары сил в сечении изгибаемого армокаменного элемента z согласно формуле (6.2).

ПРИМЕР 1

Дано: Железобетонный каркас с каменным заполнением в виде кладки толщиной $t = 25$ см из пустотных керамических блоков прочностью на сжатие $f_b = 13,2$ МПа на растворе прочностью $f_m = 5,0$ МПа (Рисунок 6.16). Самонесущее каменное заполнение длиной $L = 6,0$ м и высотой $H = 2,6$ м армировано горизонтальными сварными сетками, которые одновременно являются анкерными связями заполнения с вертикальными элементами каркаса здания. Сетки установлены с шагом $h = 0,5$ м по высоте H и выполнены из стали ($f_{yd} = 435$ МПа, $A_s = 0,144$ см²) в соответствии с Рисунком 5.2а.

Требуется: Определить предельное значение горизонтальной равномерно распределенной нагрузки q на стену из условия ее несущей способности при изгибе из своей плоскости.



1 - каменная кладка, 2 – горизонтальный деформационный зазор, 3 – железобетонный каркас

Рисунок 6.16 – Каменная стена заполнения железобетонного каркасного здания

Решение

В соответствии с Приложением Е СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 принимаем расчетную схему стены согласно условию А.

Определяем характеристическую прочность кладки при сжатии по формуле (5.1)

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,35 \times 13,2^{0,7} \times 5,0^3 = 3,45 \text{ МПа},$$

где $K = 0,35$ по Таблице 5.2.

Расчетное сопротивление кладки при сжатии при коэффициенте безопасности $\gamma_m = 1,7$ составляет $f_d = f_k/\gamma_m = 3,45/1,7 = 2,03$ МПа.

В соответствии с п.3.6.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 характеристические сопротивления кладки при изгибе из плоскости стены при обычных растворных швах составляют: $f_{xk1} = 0,1$ МПа, $f_{xk2} = 0,4$ МПа. Расчетные сопротивления кладки при коэффициенте безопасности $\gamma_m = 1,7$ - $f_{xd1} = 0,06$ МПа, $f_{xd2} = 0,24$ МПа.

Площадь сечения арматуры в растянутой зоне кладки на 1,0 м ее высоты сечения составляет $A_s = 0,144/0,5 = 0,288$ см².

Определяем плечо внутренней пары сил в сечении стены шириной $b = 1,0$ м согласно формуле (6.2):

$$z = 25[1 - 0,5 \times 0,288 \times 435/(100 \times 25 \times 2,03)] = 24,9 \text{ см} > 0,95 \times 25 = 23,75 \text{ см},$$

Принимаем $z = 23,75$ см.

По формуле (6.5) корректируем значение прочности кладки при изгибе с учетом влияния арматуры:

$$f_{xd2app} = \frac{6 \cdot A_s \cdot f_{yd} \cdot z}{t^2} = 6 \times 0,288 \times 435 \times 23,75/25^2 = 28,6 \text{ МПа}.$$

Определяем несущую способность при изгибе участка стены шириной сечения $b = 1,0$ м ($W = b \cdot t^2/6 = 1,0 \times 0,25^2/6 = 10,42 \times 10^{-3}$ м³):

- в вертикальной плоскости

$$M_{Rd1} = f_{xd1} \cdot W = 0,06 \times 10^3 \times 10,42 \times 10^{-3} = 0,63 \text{ кНм};$$

- в горизонтальной плоскости

$$M_{Rd2} = f_{xd2,app} \cdot W = 28,6 \times 10^3 \times 10,42 \times 10^{-3} = 298 \text{ кНм}.$$

Для определения изгибающих моментов от искомой горизонтальной нагрузки в соответствии с Приложением Е СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 определяем следующие параметры:

$$\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 0,1/0,4 = 0,25,$$

$$H/L = 2,6/6 = 0,43,$$

$$\alpha = 0,063.$$

Приравнивая изгибающие моменты M_{Ed} от горизонтальной нагрузки q несущим способностям стены M_{Rd} в соответствующих направлениях определяем численное значение нагрузки q :

$$q_1 = M_{Rd1}/(\mu \cdot \alpha \cdot L^2) = 0,63/(0,25 \times 0,063 \times 6^2) = 1,1 \text{ кН/м}^2,$$

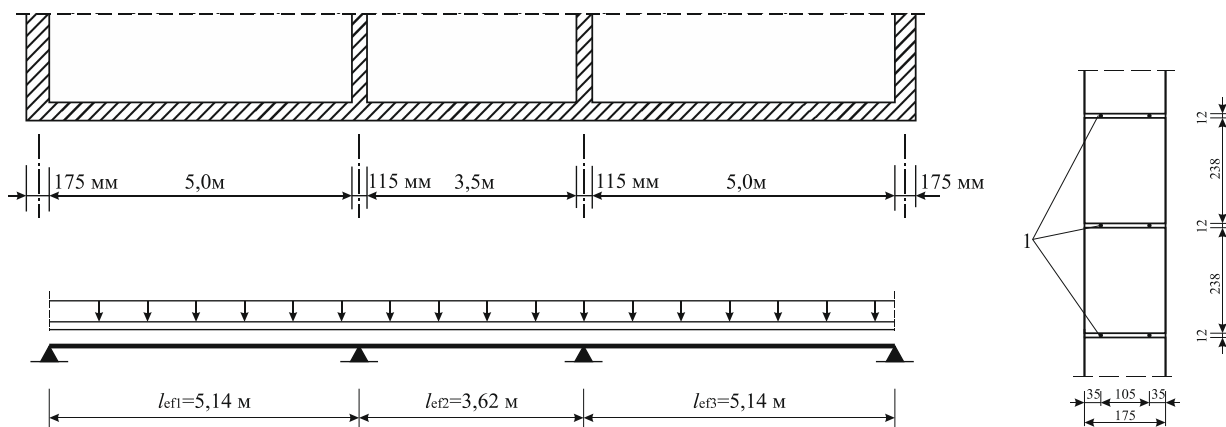
$$q_2 = M_{Rd2} / (\alpha \cdot L^2) = 298 / (0,063 \times 6^2) = 110 \text{ кН/м}^2.$$

За предельное значение горизонтальной нагрузки принимаем меньшее из полученных значений, т.е. $q = 1,1 \text{ кН/м}^2$.

ПРИМЕР 2

Дано: Торцевая самонесущая стена дома толщиной $t = 17,5 \text{ см}$, выполненная из керамических пустотных блоков прочностью на сжатие $f_b = 7,5 \text{ МПа}$ на растворе прочностью $f_m = 5,0 \text{ МПа}$. Кладка стены армирована горизонтальными стержнями (по 2 в горизонтальном шве), обладающими прочностью $f_{yk} = 500 \text{ МПа}$ (Рисунок 6.17). Коэффициенты безопасности для каменной кладки и арматуры составляют соответственно $\gamma_m = 1,7$ и $\gamma_s = 1,15$.

Требуется: Определить требуемую величину армирования кладки при действии на стену расчетной ветровой нагрузки $w_d = 1,2 \text{ кН/м}^2$.



1 - арматура

Рисунок 6.17 – К расчету торцевой стены каменного здания на изгиб от действия ветровой нагрузки w

Решение

В качестве расчетной схемы стены принимаем неразрезную трехпролетную балку высотой сечения $t = 17,5 \text{ см}$ и шириной $b = 100 \text{ см}$. Эффективная длина стены в каждом пролете составляет

$$l_{ef1} = l_{ef2} = 0,175/2 + 5,0 + 0,175/2 = 5,15 \text{ м},$$

$$l_{ef3} = 0,175/2 + 3,5 + 0,175/2 = 3,62 \text{ м}$$

Рабочая высота сечения стены А-А на Рисунке 6.17 составляет

$$d = 35 + 105 = 140 \text{ мм} = 0,14 \text{ м}.$$

Проверяем выполнение условия

$$l_{ef1}/d = 36,7 < 45.$$

В результате статического расчета балки от действия нагрузки $w_d = 1,2$ кН/м установлено, что наибольшие изгибающие моменты величиной $M_{Ed} = 3,08$ кНм и поперечные силы $V_{Ed} = 3,67$ кН действуют над средними опорами.

Расчетные сопротивления материала каменной кладки и арматуры

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,25 \times 0,75^{0,7} \times 5,0^{0,3} = 1,66 \text{ МПа},$$

$$f_d = f_k / \gamma_m = 1,66 / 1,7 = 0,98 \text{ МПа},$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3,45 / 1,7 = 2,03 \text{ МПа}.$$

Из совместного решения уравнений (6.1) и (6.2) находим приближенное значение площади сечения арматуры

$$A_s = b \cdot d \cdot \frac{f_d}{f_{yd}} - \sqrt{\left(\frac{b \cdot d \cdot f_d}{f_{yd}} \right)^2 - 2 \cdot M_{Sd} \frac{b \cdot f_d}{f_{yd}^2}} =$$

$$= \left\{ 1,00 \times 0,14 \times \frac{0,98}{435} - \left[\left(1,00 \times 0,14 \times \frac{0,98}{435} \right)^2 - 2 \times 3,08 \times 10^{-3} \frac{1,00 \times 0,98}{435^2} \right]^{0,5} \right\} 10^4 = 0,55 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Требуемую величину площади сечения арматуры при $z = 0,9d$ можно также найти из условия $M_{Ed} = M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$:

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{3,08 \times 10}{435 \times 0,9 \times 0,14} = 0,56 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Проверяем выполнение условия (6.2)

$$z = 0,14 \left[1 - 0,5 \times \frac{0,55 \times 10^{-4} \times 435}{1,00 \times 0,14 \times 0,98} \right] = 0,13 \text{ м} \approx 0,95 \times 0,14 = 0,13 \text{ м}.$$

Несущая способность сжатой зоны каменной кладки (Рисунок 6.8)

$$M_{Rd} \leq \beta \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 = 0,3 \times 0,98 \times 1,00 \times 0,14^2 \times 10^3 = 5,76 \text{ кНм},$$

где $\beta = 0,3$ для камней группы 2,3,4.

Условие несущей способности при изгибе соблюдается:

$$M_{Ed} = 3,08 \text{ кНм} < M_{Rd} = 5,76 \text{ кНм}.$$

В соответствии с п.8.2.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 требуемая минимальная площадь арматуры $A_s = 0,015 \cdot d = 0,015 \times 14 = 0,21 \text{ см}^2/\text{м}$. Принимаем арматуру в виде двух одинаковых стержней диаметром 8 мм площадью сечения $A_s = 1,01 \text{ см}^2 > 0,55 \text{ см}^2$, которая размещается по высоте каменной кладки через 0,5 м (сечение А-А на Рисунке 6.17).

Проверяем сечение кладки на действие поперечной силы, действующей перпендикулярно стене. По Таблице 3.4 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 находим характеристическое сопротивление кладки сдвигу $f_{vk0} = 0,15$ МПа.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d = 0,15 + 0,4 \times 0 = 0,15 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление $f_{vd} = f_{vk0} / \gamma_m = 0,15 / 1,7 = 0,09$ МПа. Несущая способность кладки при сдвиге

$$V_{Rd} = V_{Rd1} = f_{vd} \cdot b \cdot d = 0,09 \times 1,0 \times 0,14 \times 10^3 = 12,6 \text{ кН.}$$

Условие несущей способности кладки при сдвиге выполняется:

$$V_{Rd} = 12,6 \text{ кН} > V_{Ed} = 3,67 \text{ кН.}$$

7 РАСЧЕТ СТЕН ПРИ СЖАТИИ И СЖАТИИ С ИЗГИБОМ

7.1 Общие положения

7.1.1 [5.5.2.1(1)] Гибкость вертикально нагруженных элементов конструкции из армированной каменной кладки в расчетной плоскости элемента следует определять как отношение расчетной (эффективной) высоты h_{ef} к значению эффективной толщины t_{ef} . При этом гибкость каменной стены, при преимущественно вертикальных нагрузках, не должна превышать 27.

7.1.2 [6.6.1(1)P] При расчете армированных каменных конструкций, работающих на сжатие или сжатие с изгибом, предельное значение относительной деформации каменной кладки при сжатии для крайней наиболее сжатой грани сечения должно составлять максимально $\varepsilon_{mu} = 0,0035$ для камней (блоков) группы 1 и $\varepsilon_{mu} = 0,002$ для камней (блоков) групп 2, 3 и 4 (см. Рисунок 3.2 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011).

7.1.3 [6.6.1(4)] Если в зоне сжатия имеется каменная кладка и бетон для заполнения, то прочность на сжатие рассчитывают по приведенному сечению с расчетным сопротивлением менее прочного материала.

7.1.4 [6.6.2(7)] Армированные элементы конструкции каменной кладки при гибкости более 12 допускается рассчитывать по принципам и правилам применения для неармированной каменной кладки согласно 6.1 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011. В этом случае эффекты теории второго порядка учитывают посредством дополнительного расчетного момента M_{ad} :

$$M_{ad} = \frac{N_{Ed} \cdot h_{ef}^2}{2000 \cdot t}, \quad (7.1)$$

где N_{Ed} – расчетное значение сжимающего усилия от действующей вертикальной нагрузки;

h_{ef} – расчетная (эффективная) высота элемента конструкции;

t – толщина элемента конструкции каменной кладки.

7.1.5 [6.6.2(8)] Армированные элементы конструкции каменной кладки при действии поперечной нагрузки (изгибающих моментов) с малым продольным усилием допускается рассчитывать только на изгиб, если расчетное напряжение сжатия от расчетных вертикальных нагрузок:

$$\sigma_d \leq 0,3 \cdot f_d, \quad (7.2)$$

где f_d – расчетное сопротивление сжатию каменной кладки в соответствующем направлении.

7.2 Методика расчета

7.2.1 [6.6.2(6)] При прерывистом расположении вертикальной арматуры в кладке стены за расчетное сечение следует принимать ее участок с шириной не более трехкратной толщины каменной кладки (Рисунок 7.1).

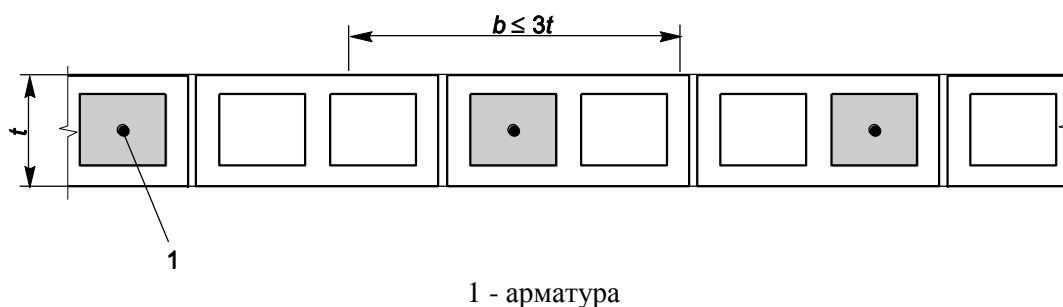


Рисунок 7.1 - Ширина поперечного сечения в армокаменных элементах с локально сосредоточенной арматурой [СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

7.2.2 [6.6.3(1,2)] В стенах с пилястрами за расчетную толщину полки следует принимать толщину стены t_f , но не более $0,5d$ (Рисунок 7.2). За расчетную ширину полки b_{ef} L-образного поперечного сечения стены следует принимать минимальное из значений $b_{efl} = \min [t_{r1} + 6t_f, l_r/2, h/6, l]$, а T-образного сечения $b_{eft} = \min [t_{r2} + 12t_f, l_r, h/3, l]$, где в соответствии с Рисунком 7.2:

b_{efl} – эффективная ширина полки L-образного поперечного сечения;

b_{eft} – эффективная ширина полки T-образного поперечного сечения;

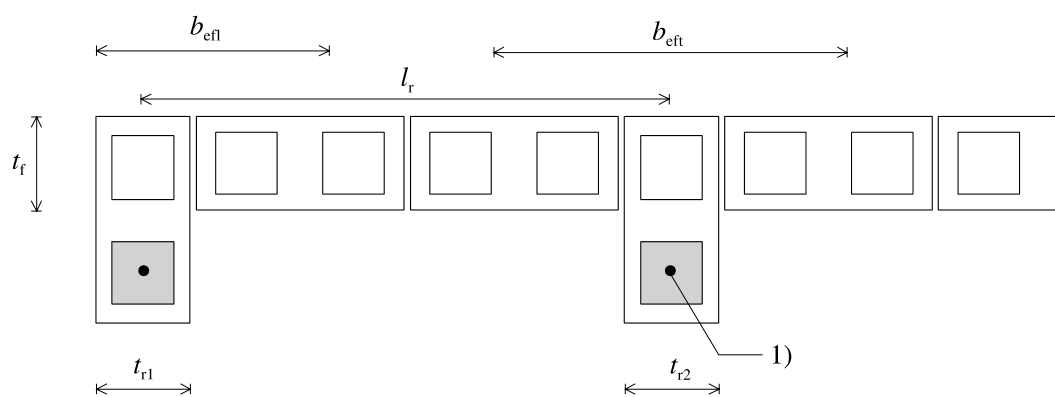
h – высота в свету стены каменной кладки;

l_r – расстояние между пилястрами (элементами армокаменной кладки) со сосредоточенным вертикальным армированием;

t_f – толщина полки;

t_{ri} – ширина i -й пилястры;

l – фактическая ширина полки.



1 - вертикальная арматура

Рисунок 7.2 - К определению ширины полки Т и L-образных поперечных сечений стены с армированными пилястрами [СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

7.2.3 [6.6.3(3)] Несущую способность при изгибе M_{Rd} армированных стен с пилястрами можно рассчитывать по формуле (6.1). При этом должно соблюдаться следующее условие:

$$M_{Rd} \leq f_d \cdot b_{ef} \cdot t_f (d - 0,5 \cdot t_f), \quad (6.8)$$

где f_d - расчетное сопротивление сжатию каменной кладки согласно п. 2.4.1 и 3.6.1 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 в соответствующем направлении;

d - рабочая высота поперечного сечения;

t_f - толщина полки в соответствии с требованиями 7.2.2 настоящего пособия;

b_{ef} - эффективная ширина полки в соответствии с требованиями 7.2.2 настоящего пособия.

7.2.4 [6.1.2.1(2)] Несущую способность вертикально нагруженной стены следует определять из выражения:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d, \quad (6.9)$$

где Φ - коэффициент уменьшения, Φ_t на уровне верха или в основании стены или соответственно Φ_m в середине высоты стены, определенный с учетом гибкости и эксцентриситета нагрузки согласно п. 6.1.2.2 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011;

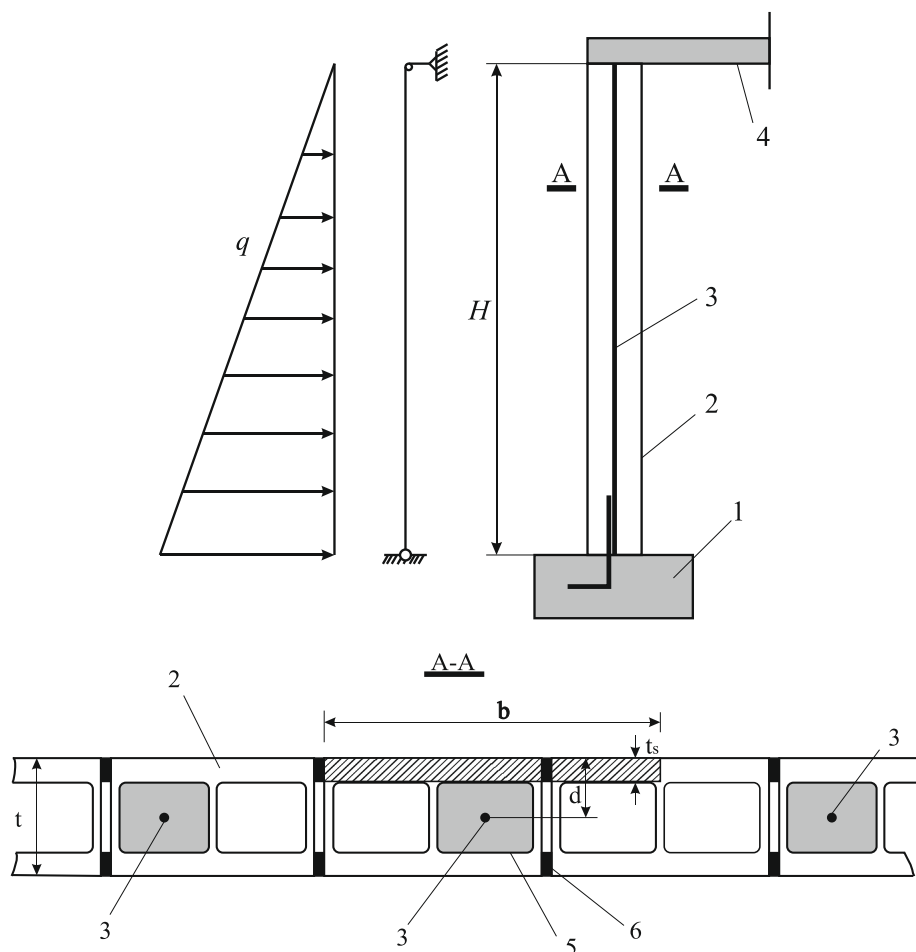
t - толщина стены;

f_d - расчетное сопротивление сжатию каменной кладки согласно п. 2.4.1 и 3.6.1 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011.

ПРИМЕР 1

Дано: Каменная стена подвала высотой $H = 3,0$ м, выполненная из пустотных бетонных блоков (бетон класса C20/25) размером в плане $t \times l = 300 \times 600$ мм с толщиной продольных стенок $t_s = 60$ мм (Рисунок 7.3). Кладка выполнена на растворе М5 прочностью $f_m = 5,0$ МПа. После возведения подвальных стен и монтажа сборных плит перекрытий пространство между стенами и откосами котлована засыпается утрамбованным грунтом. Расчетный изгибающий момент от действия бокового давления q грунта засыпки на 1 м длины стены в соответствии с расчетной схемой Рисунка 7.3 составляет $M_{Ed} = 6,9$ кНм.

Требуется: Проверить необходимость вертикального армирования стены подвала на период засыпки грунтом откосов котлована.



1 – фундамент, 2 – стена подвала из пустотных бетонных блоков, 3 – вертикальная арматура, 4 – сборные железобетонные плиты перекрытия, 5 – бетон заполнения, 6 – вертикальные растворные швы

Рисунок 7.3 - К расчету стены подвала с вертикальной арматурой на боковое давление q грунта засыпки

Решение:

Расчет стены на изгиб осуществляем по упрощенной методике согласно п.4.7 СН РК EN 1996-3:2006/2011, пренебрегая вертикальной нагрузкой от собственного веса стены и перекрытия. Нормативное сопротивление кладки при изгибе из плоскости стены по неперевязанному сечению для раствора марки М5 составляет $f_{xk,1} = 0,1$ МПа (Приложение D.2 СН РК EN 1996-3:2006/2011). Расчетное сопротивление кладки при коэффициенте безопасности $\gamma_m = 1,7$:

$$f_{xd,1} = f_{xk,1} / \gamma_m = 0,1 / 1,7 = 0,059 \text{ МПа.}$$

Несущая способность кладки при изгибе

$$M_{Rd} = f_{xd,1} \cdot b \cdot t^2 / 6 = 0,059 \times 1,00 \times 0,3^2 \times 10^3 / 6 = 0,885 \text{ кНм.}$$

Условие несущей способности при изгибе не выполняется:

$$M_{Ed} = 6,9 \text{ кНм} > M_{Rd} = 0,885 \text{ кНм}.$$

Армируем каменную кладку вертикальными стержнями, располагаемыми в соответствии с Рисунком 7.3. Согласно схеме Рисунка 7.1 принимаем расчетную ширину сечения армированной стены равной

$$b = 3t = 3 \times 300 = 900 \text{ мм} = 0,9 \text{ м}.$$

Изгибающий момент, воспринимаемый вертикальной плоской стеной шириной $b = 0,9 \text{ м}$, составляет

$$M_{Edb} = M_{Ed} \cdot b/1,0 = 6,9 \times 0,9/1,0 = 6,2 \text{ кНм}.$$

Определяем требуемую площадь одного арматурного стержня в расчетном сечении. Принимаем арматуру с расчетным сопротивлением стали $f_{yd} = 375 \text{ МПа}$. Определяем рабочую высоту сечения стены (Рисунок 9.3)

$$d = t/2 = 300/2 = 150 \text{ мм} = 0,15 \text{ м}.$$

Проверяем выполнение условия

$$l_{efl}/d = H/d = 3/0,15 = 20 < 45.$$

Расчетные сопротивления каменной кладки при сжатии

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,35 \times 20^{0,7} \times 5,0^{0,3} = 4,62 \text{ МПа},$$

$$f_d = f_k / \gamma_m = 4,62 / 1,7 = 2,7 \text{ МПа}.$$

Требуемую величину площади сечения арматуры при $z = 0,9d$ можно найти из условия $M_{Ed} = M_{Rd} = A_s f_{yd} z$:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{6,2 \times 10}{375 \times 0,9 \times 0,15} = 1,23 \text{ см}^2.$$

Принимаем стержни диаметром 14 мм ($A_s = 1,54 \text{ см}^2$), которые располагаем по одному в каждом бетонном блоке (Рисунок (7.3)).

Проверяем выполнение условия (6.2)

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95 \cdot d ,$$

$$z = 0,15 \left[1 - 0,5 \times \frac{1,54 \times 10^{-4} \times 375}{0,9 \times 0,15 \times 2,7} \right] = 0,138 \text{ м} < 0,95 \times 0,15 = 0,143 \text{ м}.$$

Предполагая, что на сжатие при изгибе работают только продольные стенки бетонных блоков толщиной $t_s = 60$ мм, определяем расстояние между арматурой и центром тяжести стенки блока (Рисунок 9.3)

$$d^* = t/2 - t_s/2 = 300/2 - 60/2 = 120 \text{ мм} = 0,12 \text{ м.}$$

Несущая способность сжатой зоны каменной кладки

$$N_{Rd} = f_d \cdot b \cdot t_s = 2,7 \times 0,9 \times 0,06 \times 10^3 = 145,8 \text{ кН.}$$

Несущая способность кладки при изгибе

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot d^* = 145,8 \times 0,12 = 17,5 \text{ кНм.}$$

Несущая способность армированной стены подвала при изгибе обеспечена:

$$M_{Edb} = 6,2 \text{ кНм} < M_{Rd} = 17,5 \text{ кНм.}$$

ПРИМЕР 2

Дано: Каменная стена подвала высотой 3,0 м и толщиной $t = 175$ мм, армированная вертикальными стержнями, которые расположены по оси симметрии стены (Рисунок 7.4). Расчетное сопротивление кладки сжатию составляет $f_d = 5,0$ МПа, а арматуры $f_{yd} = 435$ МПа. На основании статических расчетов (согласно теории второго порядка) установлено, что при шарнирном закреплении стены в местах сопряжения с фундаментом и перекрытием величины расчетных усилий в середине высоты на ее 1 м длины составляют $N_{Ed} = 35$ кН, $M_{Ed} = 8,8$ кНм.

Требуется: Определить требуемое сечение арматуры.

Решение:

Для определения сечения арматуры воспользуемся упрощенной методикой, изложенной в нормах [10]. Для сечения стены шириной 1,0 м и высоты рабочей зоны сечения $d = t/2 = 0,175/2 = 0,0875$ м определяем следующие параметры:

$$n_{sd} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_d} = \frac{0,035}{1,0 \times 0,0875 \times 5,0} = 0,08$$

$$m_{sds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_d} + n_{sd} \cdot \left(1 - \frac{t}{2 \cdot d}\right) = \frac{0,0088}{1,0 \times 0,0875^2 \times 5,0} + 0 = 0,23$$

$$\varpi = 1 - \sqrt{1 - 2,25 \cdot m_{sds}} = 0,305$$

$$\omega_1 = \frac{8}{9} \varpi - n_{sd} = 0,191$$

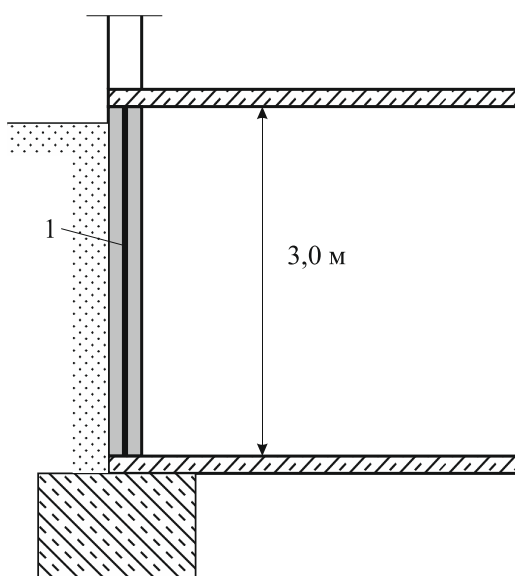


Рисунок 7.4 – К расчету стены подвала с вертикальной арматурой 1

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_s = \omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_d / f_{yd} = 0,191 \times 1,0 \times 0,0875 \times 5,0 \times 10^4 / 435 = 1,92 \text{ см}^2$$

Устанавливаем с шагом 25 см по длине 1 погонного метра стены 4 стержня диаметром 8 мм площадью сечения $A_s = 2,01 \text{ см}^2$.

8 РАСЧЕТ СТЕН ПРИ СДВИГЕ

8.1 Общие положения

8.1.1 Каменные стены могут испытывать действие сдвиговых усилий вдоль горизонтальных растворных швов (по неперевязанному сечению) и поперек растворных швов (по перевязанному сечению).

8.1.2 Горизонтальные сдвиговые усилия могут быть следствием действия горизонтальных нагрузок, например ветра, бокового давления грунта, сейсмических воздействий и т.д. (Рисунок 8.1)

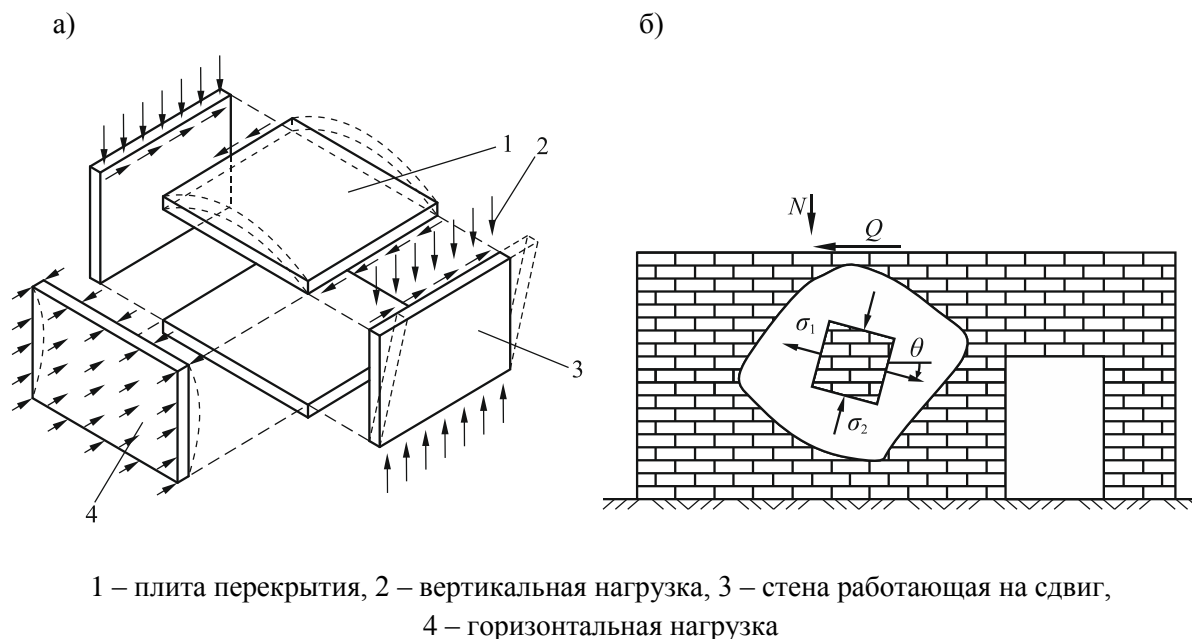
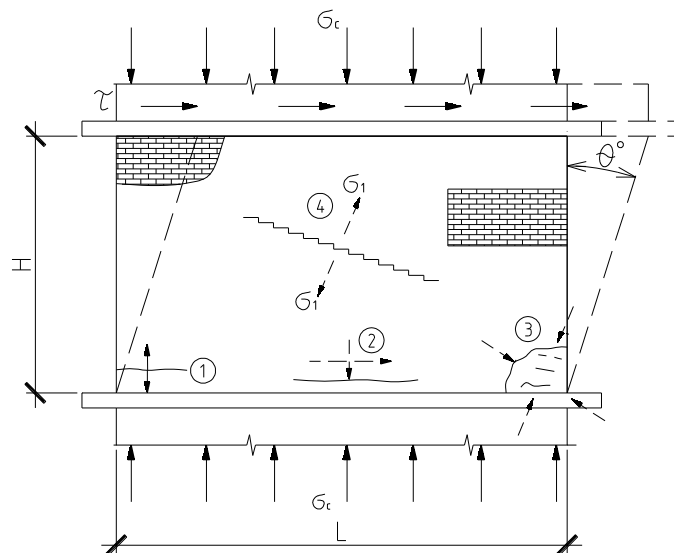


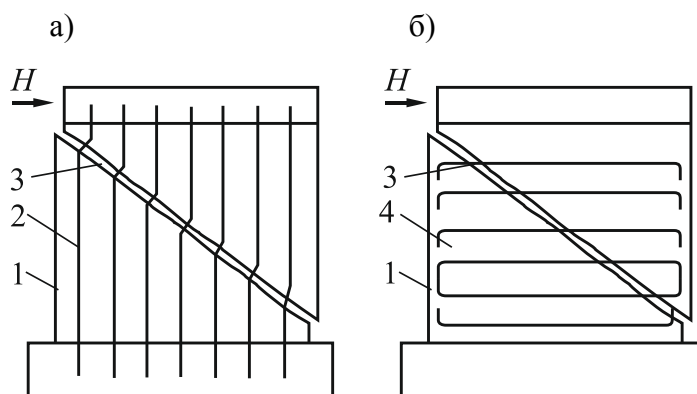
Рисунок 8.1 – Схема передачи горизонтальной нагрузки на поперечные стены (а) и их напряженное состояние (б) [13]

8.1.3 Возможные механизмы разрушения каменной кладки при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок приведены на Рисунке 8.2. Для предотвращения разрушения кладки в результате сдвига либо образования косых трещин следует использовать горизонтальное либо вертикальное армирование (Рисунок 8.3).



1 – разрушение от растяжения по неперевязанным швам, 2 – сдвиг вдоль горизонтальных растворных швов, 3 – раздробление кладки, 4 – разрыв от действия главных растягивающих напряжений

Рисунок 8.2 – Механизмы разрушения каменной кладки при совместном действии сдвигающих и сжимающих напряжений σ_1



1 – каменная кладка, 2 – вертикальная арматура, 3 – наклонная трещина, 4 – горизонтальная арматура

Рисунок 8.3 – Эффект армированной каменной кладки при появлении наклонной трещины в результате горизонтального сдвига [13]

8.1.4 На поперечный сдвиг работают каменные перемычки (Рисунок 8.4), участки стен, подверженные неравномерным осадкам фундаментов (Рисунок 10.1), например, междуоконные пояса и т.д.

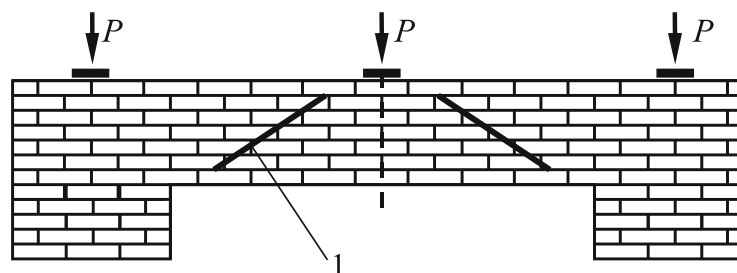


Рисунок 8.4 – Схема нагружения каменной перемычки поперечными силами P от стропильных балок и механизм разрушения в результате образования косых трещин 1

8.1.5 [5.5.4(1)] Для определения расчетного значения поперечного усилия, воспринимаемого элементами конструкции, при равномерно распределенной нагрузке допускается принимать, что максимальное поперечное усилие имеет место на расстоянии $d/2$ от грани опоры, где d - рабочая высота поперечного сечения элемента конструкции.

8.1.6 [5.5.4(3)] При действии поперечной силы необходимо учитывать влияние бетона на прочность расчетного сечения стены армированных элементов конструкции каменной кладки. Если прочность при действии поперечной силы значительно увеличивается вследствие работы железобетонного сечения, то прочность каменной кладки не учитывают и расчет производят согласно СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

8.2 Расчет на горизонтальные нагрузки

8.2.1 [6.7.2(1)] Для каменных стен с вертикальным армированием, в которых не учитывается работа горизонтальной арматуры, должно соблюдаться следующее условие:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1}, \quad (8.1)$$

где V_{Rd1} – несущая способность расчетного сечения стены при действии поперечной силы, определяемая по формуле:

$$V_{Rd1} = t \cdot l \cdot f_{vd}, \quad (8.2)$$

где f_{vd} – меньшее значение из расчетного сопротивления срезу (сдвигу) каменной кладки согласно 2.4.1 и 3.6.2 и бетона для заполнения согласно 2.4.1 и 3.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011;

t – толщина стены;

l – длина расчетного участка стены.

8.2.2 [6.7.2(2,3)] Для стен с вертикальным армированием при учете работающей на сдвиг горизонтальной арматуры должно соблюдаться следующее условие:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2}, \quad (8.3)$$

где V_{Rd1} - определяется по формуле (8.2);

V_{Rd2} - расчетное значение поперечной силы, воспринимаемое сечением за счет работы горизонтальной арматуры, определяемое по формуле:

$$V_{Rd2} = 0,9 \cdot A_{sw} \cdot f_{yd}, \quad (8.4)$$

где A_{sw} - общая площадь сечения горизонтальной арматуры, работающей на сдвиг, в рассматриваемой зоне стены;

f_{yd} - расчетное сопротивление арматурной стали.

Кроме того должно соблюдаться условие:

$$\frac{V_{Rd1} + V_{Rd2}}{t \cdot l} \leq 2,0 \text{ МПа}, \quad (8.5)$$

где t - толщина стены;

l - длина или высота стены.

8.2.3 [J(1)] При определении значения V_{Rd1} допускается применять повышенное расчетное значение расчетного сопротивления каменной кладки на сдвиг f_{vd} , которое определяется по формуле:

$$f_{vd} = \frac{(0,35 + 17,5\rho)}{\gamma_m}, \quad (8.6)$$

при условии, что f_{vd} не более $\frac{0,7}{\gamma_m}$,

где

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}, \quad (8.7)$$

где A_s – площадь поперечного сечения основной арматуры;

b – ширина поперечного сечения;

d – рабочая высота поперечного сечения;

γ_M – частный коэффициент безопасности для каменной кладки.

8.3 Расчет на вертикальные нагрузки

8.3.1 [6.7.3(1)] Если в расчетах армированных каменных балок на действие поперечной силы не учитывается арматура, должно соблюдаться следующее условие:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1}, \quad (8.8)$$

в котором V_{Rd1} – определяется по формуле:

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot b \cdot d. \quad (8.9)$$

где f_{vd} – меньшее значение из расчетного сопротивления срезу (сдвигу) каменной кладки согласно п.2.4.1 и п.3.6.2 или бетона для заполнения согласно п.2.4.1 и п.3.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011;

b – минимальная ширина балки, вводимая в расчет на действие поперечной силы;

d – рабочая высота поперечного сечения.

8.3.2 [6.7.3(3,4)] При учете в расчетах на действие поперечной силы арматуры каменных балок должно соблюдаться следующее условие:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2}, \quad (8.10)$$

в котором V_{Rd1} определяется по формуле (8.9), а V_{Rd2} по формуле:

$$V_{Rd2} = 0,9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha, \quad (8.11)$$

где d – рабочая высота поперечного сечения балки;

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры (хомутов), установленной в одной плоскости и работающей на сдвиг;

s – расстояние между поперечной арматурой (хомутами);

α – угол наклона поперечной арматуры (хомутов), работающей на сдвиг, относительно оси балки, от 45° до 90°;

f_{yd} – расчетное сопротивление арматурной стали.

Кроме того должно соблюдаться следующее условие:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,25 \cdot f_d \cdot b \cdot d, \quad (8.12)$$

где f_d – меньшее из значений расчетного сопротивления сжатию каменной кладки в направлении нагрузки согласно п. 2.4.1 и 3.6.1 и расчетного сопротивления сжатию бетона для заполнения согласно п. 2.4.1 и 3.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011;

b – минимальная ширина балки, вводимая в расчет на действие поперечной силы.

8.3.3 [6.7.4(1)] Расчет балок-стенок при действии поперечной силы необходимо производить согласно 6.7.3 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011. Для этого принимают расчетное значение поперечной силы V_{Ed} по грани опоры и $d = 1,3z$ в качестве рабочей высоты поперечного сечения балки.

8.3.4 [J(2)] Для армированных балок с подвижными опорами (при шарнирном опирании) или закрепленных опорных стен, в которых отношение плеча среза (зоны сдвига) a_v к рабочей высоте поперечного сечения d менее или равно 6, значение f_{vd} допускается увеличить на коэффициент χ , где

$$\chi = \left[2,5 - 0,25 \frac{a_v}{d} \right], \quad (8.13)$$

при условии, что значение f_{vd} не более $1,75/\gamma_M$ Н/мм².

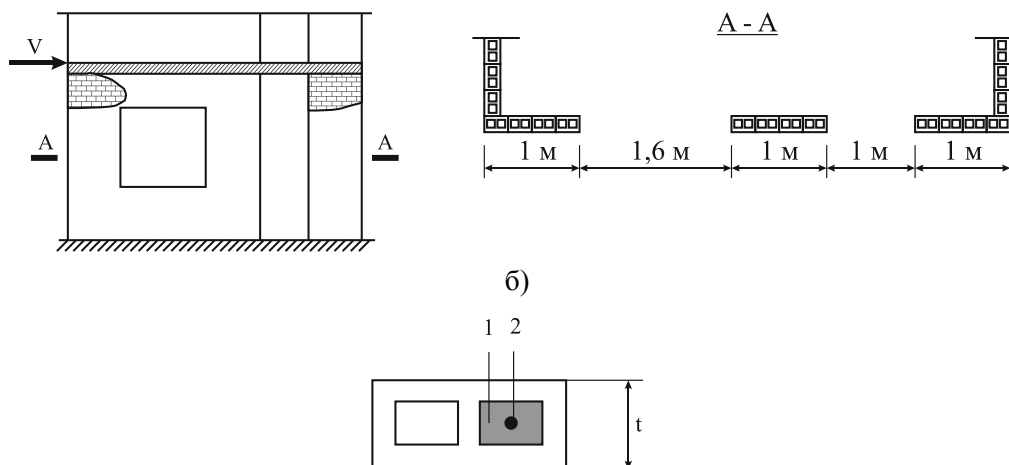
Плечо среза (длину зоны сдвига) a_v определяют как частное от деления максимального изгибающего момента в поперечном сечении на максимальное поперечное усилие в сечении.

ПРИМЕР

Дано: Торцевая стена первого этажа трехэтажного дома, воспринимающая горизонтальную нагрузку $V = \text{кН}$. Расчетная вертикальная нагрузка на рассматриваемую торцевую стену от выше расположенных конструкций составляет $P = 720 \text{ кН}$. Простенки стены шириной сечения $1,0 \text{ м}$ и толщиной $t = 12 \text{ см}$ армированы вертикальной арматурой диаметром 12 мм ($A_s = 1,13 \text{ см}^2$), размещенной в пустотах бетонных блоков размером в плане $12 \times 25 \text{ см}$ ($f_b = 25 \text{ МПа}$). Площадь сечения одного канала в пустотном блоке составляет $A_k = 6 \times 8 = 48 \text{ см}^2$. (Рисунок 8.5). Кладка выполнена на растворе марки М15. Материалом заполнения пустот в местах расположения арматуры является бетон класса С20/25.

Требуется: Проверить несущую способность торцевой стены на действие сдвигающего усилия $V = 60 \text{ кН}$.

а)



1 - бетон заполнения, 2 - вертикальная арматура

Рисунок 8.5 – Торцевая стена (а) дома из пустотных бетонных блоков (б)

Решение: Расчетная площадь сечения торцевой стены, работающая на сжатие и сдвиг (3 простенка сечением $0,12 \times 1,0$ м) составляет $A_d = 0,36 \text{ м}^2$.

Определяем характеристическое сопротивление прочности при сжатии по формуле (5.1)

$$f_k = K f_b^{0,7} f_m^{0,3} = 0,35 \times 25^{0,7} \times 15^3 = 7,5 \text{ МПа},$$

где $K = 0,35$ по Таблице 5.2.

Расчетное сопротивление кладки при сжатии при коэффициенте безопасности $\gamma_m = 1,7$ составляет

$$f_d = f_k / \gamma_m = 7,5 / 1,7 = 4,4 \text{ МПа}.$$

Устанавливаем необходимые для дальнейших расчетов механические характеристики материала стен:

- начальное характеристическое сопротивление кладки стен при сдвиге $f_{vk0} = 0,2$ МПа (Таблица 3.4 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011);

- характеристическое сопротивление бетона заполнения при сдвиге $f_{cvk} = 0,39$ МПа (Таблица 3.2 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011).

Расчетное сопротивление сдвигу бетона заполнения при коэффициенте безопасности $\gamma_m = 1,5$ составляет

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m = 0,39 / 1,5 = 0,26 \text{ МПа}.$$

Определяем расчетное сжимающее напряжение σ_d воспринимаемое простенками от действия вертикальной нагрузки P :

$$\sigma_d = P / A_d = 720 \times 10^3 / 0,36 = 2,0 \text{ МПа}.$$

По формуле (3.5) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 определяем характеристическое сопротивление сдвигу кладки с учетом действия сжимающих напряжений σ_d

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d = 0,2 + 0,4 \times 2,0 = 1,0 \text{ МПа} < 0,065 f_b = 0,065 \times 25 = 1,56 \text{ МПа}.$$

Расчетное сопротивление сдвигу кладки при коэффициенте безопасности $\gamma_m = 1,7$ составляет

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m = 1,0 / 1,7 = 0,59 \text{ МПа}.$$

Несущая способность кладки при сдвиге

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot A_d = 0,59 \times 0,36 \times 10^5 = 212 \text{ кН}.$$

Несущая способность бетонного заполнения при сдвиге (12 вертикальных каналов сечением каждый $A_k = 48 \text{ см}^2 = 0,0048 \text{ м}^2$)

$$V_{Rd1} = 12 \cdot f_{vd} \cdot A_k = 12 \times 0,26 \times 0,0048 \times 10^5 = 15,0 \text{ кН}.$$

В соответствии с п.6.7.2(1) СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 принимаем меньшее значение $V_{Rd1} = 15,0 \text{ кН}$. Поскольку $V_{Rd1} = 15,0 \text{ кН} < V_{Ed} = V = 60 \text{ кН}$ несущая способность при сдвиге не обеспечивается.

Увеличение сопротивления кладки сдвигу можно достичь путем учета влияния вертикальной арматуры. В соответствии с п. 8.2.3 определяем

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = 12 \times 1,13 / (12 \times 300) = 0,0038$$

$$f_{vd} = (0,35 + 17,5\rho) / \gamma_m = (0,35 + 17,5 \times 0,0038) / 1,7 = 0,245 \text{ МПа}$$

Несущая способность кладки при сдвиге с учетом вертикального армирования

$$V_{Rd1} = f_{vd} \cdot A_d = 0,245 \times 0,36 \times 10^5 = 88,2 \text{ кН} > V_{Ed} = V = 60 \text{ кН}$$

Условие несущей способности при сдвиге обеспечено.

9 ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

9.1 Предварительное напряжение каменной кладки следует осуществлять с целью повышения ее трещиностойкости при действии растягивающих напряжений и уменьшения прогибов от эксплуатационных нагрузок. Предварительному напряжению можно подвергать каменную кладку преимущественно из полнотелых керамических камней, которые имеют большую прочность при сжатии по сравнению с пустотелыми камнями и блоками. Кроме того кладка из керамических камней обладает меньшей усадкой и ползучестью по сравнению с камнями из силиката и бетона, что способствует уменьшению потерь предварительного напряжения.

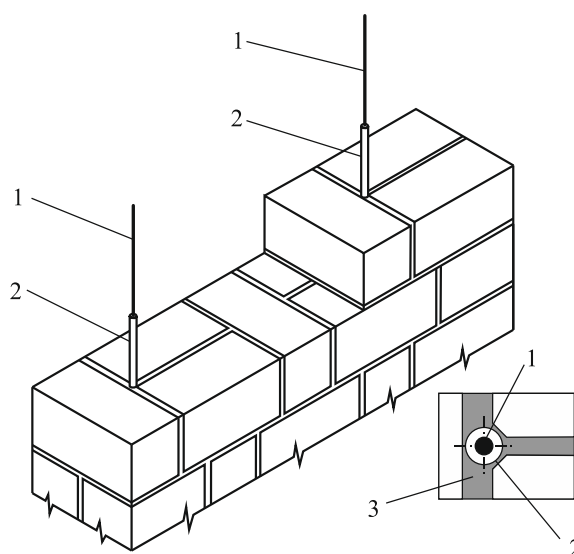
9.2 Вертикальное предварительное напряжение (обжатие) каменной кладки приводит к повышению ее сопротивления при сдвиге, что имеет существенное значение при сейсмических воздействиях [2].

9.3 Для предварительного напряжения каменной кладки следует применять преимущественно высокопрочную сталь в виде стержней либо канатов, которая по

сравнению с обычной сталью характеризуется меньшей релаксацией напряжений, а следовательно, и потерями предварительного напряжения.

9.4 Для предотвращения коррозии преднапрягаемая арматура, размещаемая в вертикальных каналах и бороздах стен, должна быть защищена путем их заполнения кладочным раствором либо заливочным бетоном, либо иметь специальную защитную оболочку из гидроизоляционных материалов.

9.5 При возведении стен с преднапрягаемой арматурой рекомендуется предотвращать сцепление арматурных стержней (тросов, прядей и т.п.) с кладкой. Этого можно добиться путем применения при возведении кладки скользящих каналообразователей (Рисунок 9.1).



1 – напрягаемая арматура, 2 – передвижной каналообразователь,
3 – вертикальные растворные швы

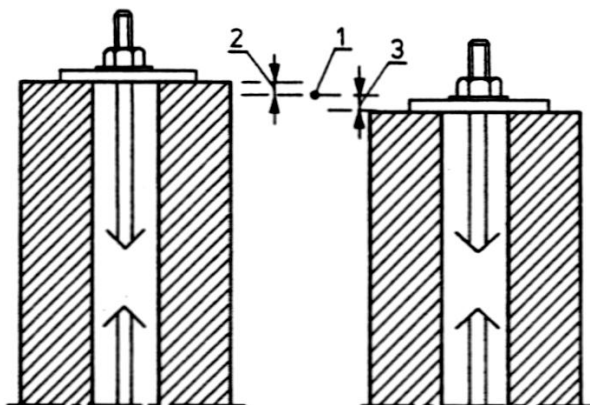
Рисунок Г.10 – Возведение каменных стен с напрягаемой арматурой с помощью скользящих каналообразователей [2]

9.6 Симметричное либо несимметричное расположение предварительно напрягаемой арматуры относительно оси толщины стены осуществляется расчетным путем в зависимости от величины и направления действия горизонтальных нагрузок на стену.

9.7 [7.4(2)] Предварительно напряженные конструкции следует рассчитывать на эксплуатационные нагрузки (при частных коэффициентах безопасности, равных 1) при передаче усилия предварительного напряжения на конструкцию, а также на расчетные нагрузки для первой группы предельных состояний после проявления всех потерь предварительного напряжения.

9.8 При определении потерь предварительного напряжения в каменной кладке следует учитывать (Рисунок 9.2) [19]:

- деформации ползучести каменной кладки;
- релаксацию напряжений в арматуре;
- деформации каменной кладки в результате высыхания и увлажнения;
- температурные деформации арматуры и каменной кладки;
- деформации обмятия кладки в зонах анкеровки преднапрягаемой арматуры.



1 – состояние после предварительного напряжения, 2 – величина упругих деформаций в кладке от преднапряжения, 3 – деформации усадки и ползучести

Рисунок 9.2 – К определению потерь предварительного напряжения [19]

9.9 Нормы СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 не содержат подробных указаний норм и методов расчета предварительно напрягаемой каменной кладки. В п.6.8.2(1)Р норм приведены лишь общие предпосылки расчета изгибаемых элементов, а в п. 6.8.2(4) – сжатых элементов. Технологии предварительного напряжения каменных конструкций идентифицируется нормами СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 с предварительным напряжением железобетонных конструкций согласно СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (9.1.4).

9.10 Предложения по расчету предварительно напрягаемых каменных конструкций содержатся в работе [19]. Данные информационного характера о предварительно напрягаемых каменных конструкциях приведены в Приложении Г.

10 ПРЕДЕЛЬНОЕ СОСТОЯНИЕ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

10.1 [7.3(4)] Ограничение ширины раскрытия трещин в предельном состоянии по пригодности к нормальной эксплуатации считается обеспеченным в армированных строительных элементах из каменной кладки при действии изгибающего момента, например, в армированных балках, если размеры элемента соответствуют 5.5.2.5 и проектирование проводят согласно требованиям СН РК EN 1996-1-1:2005/2011.

10.2 [7.3(3)] Для ограничения ширины раскрытия трещин в нижней (растянутой) части сечения, над основной арматурой на высоту от низа балки $0,5l_{ef}$ или $0,5d$ (по меньшему из значений) в горизонтальные швы укладывают дополнительную арматуру.

10.3 Для ограничения развития трещин при сдвиге каменной кладки в плоскости стены в работе [5] на основании обширных экспериментальных исследований и обобщения зарубежных данных предлагается следующий критерий:

$$\theta_{Sd} < \theta_{adm}, \quad (10.1)$$

в котором предельное значение угла перекоса кладки θ_{adm} (в миллирадианах) зависит от вида камней и кладочного раствора:

- для камней 1 группы $\Theta_{adm} = 0,4$ для цементных растворов и $\Theta_{adm} = 0,5$ для цементно-известковых растворов;

- для камней 2,3 и 4 групп $\Theta_{adm} = 0,3$ для цементных растворов и $\Theta_{adm} = 0,4$ для цементно-известковых растворов;

- для каменных блоков из ячеистых бетонов $\Theta_{adm} = 0,2$ для цементных растворов и $\Theta_{adm} = 0,3$ для цементно-известковых растворов.

10.4 Угол перекося кладки в выражении (10.1) при действии горизонтальной нагрузки V_{sd} (Рисунок 10.1а) определяется по формуле:

$$\Theta_{sd} = V_{sd} / (0,2 \cdot E \cdot A), \quad (10.2)$$

где E – модуль упругости кладки;

A – площадь горизонтального сечения рассматриваемой стены.

10.5 Угол перекося кладки в выражении (10.1) при неравномерных осадках фундаментов (Рисунок 10.1 б,в) определяется по формуле:

$$\Theta_{sd} = (u_i - u_{i+1}) / l_i, \quad (10.3)$$

где u – величина вертикальных осадок фундаментов;

l – длина выделенного участка стены, например между поперечными стенами либо оконными проемами.

10.6 В случае неравномерных осадок фундаментов, например на подрабатываемых территориях, в соответствии с данными работы [5] предельное значение перекося кладки Θ_{adm} можно увеличить на величину:

$$\Theta_{adm} (1 + \eta_E \Phi_\infty), \quad (10.4)$$

где Φ_∞ - предельное значение коэффициента ползучести для каменной кладки;

η_E – коэффициент, учитывающий влияние перераспределения внутренних усилий в каменной конструкции (рекомендуемое значение $\eta_E = 1,5$).

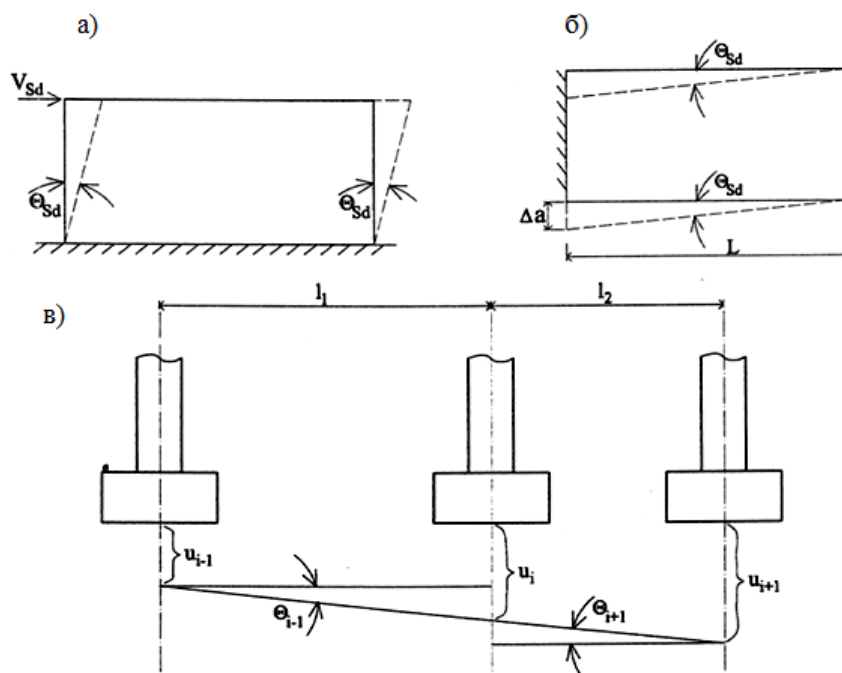


Рисунок 10.1- Перекос каменной кладки при горизонтальном (а) и вертикальном (б) сдвиге и способ определения величины θ_{sd} при неравномерных осадках фундаментов [5]

ПРИМЕР

Дано: Одноэтажный каменный дом, возводимый на подрабатываемой территории. Стены дома выполнены из ячеистобетонных блоков на цементно-известковом растворе. Прогнозируется, что во время эксплуатации возможны неравномерные осадки здания в торцевой части до величины $u = 5$ мм (Рисунок 10.2).

Требуется: Определить критическое значение длины l зоны осадок в торцевой части дома, при которой не произойдет образование трещин в стене.

Решение В соответствии с п. 10.4.3 предельное значение угла перекося кладки из ячеистобетонных блоков составляет $\theta_{adm} = 0,3$ миллирадиана. Предельное значение коэффициента ползучести кладки в соответствии с Таблицей 5.3 принимаем $\Phi_{\infty} = 1,1$. Откорректированное по формуле (10.4) значение θ_{adm} с учетом длительного действия осадок составляет $\theta_{adm} = 0,3 (1 + 1,5 \times 1,1) \times 10^{-3} = 0,0008$ радиан. Из условия (10.1) и формулы (10.3) искомое критическое значение длины зоны осадок составляет:

$$l = u / \theta_{adm} = 5 / 0,0008 = 6250 \text{ мм} = 6,25 \text{ м}$$

Для предотвращения образования трещин в рассматриваемом случае рекомендуется горизонтальное армирование кладки.

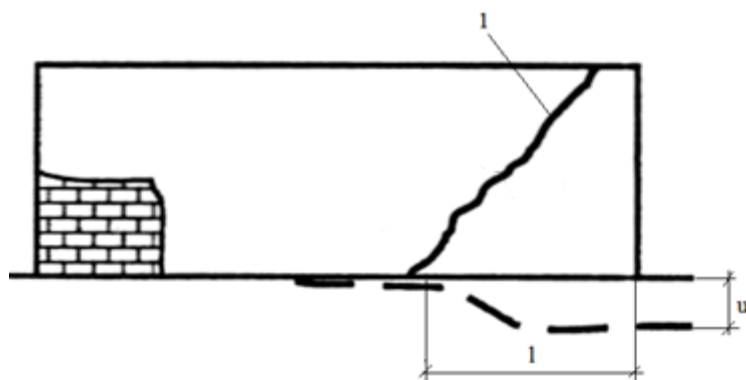
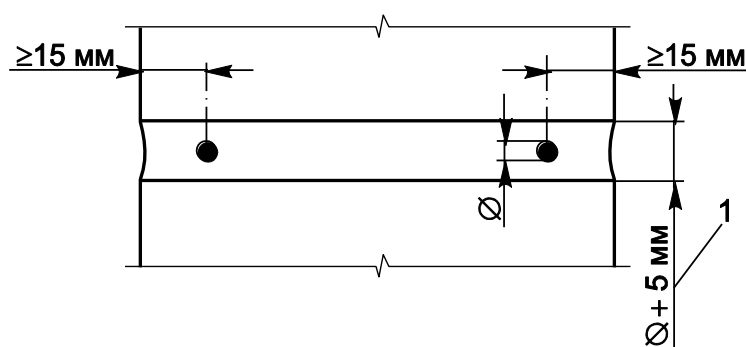


Рисунок 10.2 – Образование трещины 1 при неравномерной осадке фундаментов в торцевой части здания

11 КОНСТРУКТИВНЫЕ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ ТРЕБОВАНИЯ

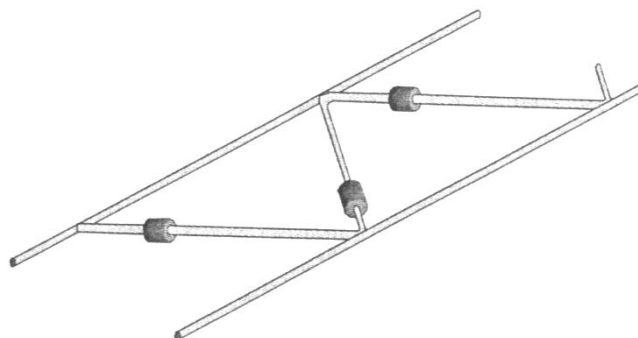
11.1 Для обеспечения сцепления арматуры с горизонтальными растворными швами толщина последних должна быть больше диаметра арматуры не менее чем на 5 мм, а расстояние между арматурой и боковыми поверхностями кладки не менее 15 мм (Рисунок 11.1). Арматурные сетки должны укладываться в швы кладки с полным обволакиванием сетки кладочным раствором для обеспечения их сцепления с раствором и предотвращения коррозии арматуры. С этой целью стержни сеток должны быть снабжены дистанционными фиксаторами из искусственных материалов (Рисунок 11.2).

11.2 В каменных блоках с желобами для размещения горизонтальной арматуры минимальные размеры желобов должны соответствовать значениям, приведенным на Рисунке 11.3.



1 – для стандартного и легкого растворов

**Рисунок 11.1 – Защитный слой для арматуры в горизонтальных швах
[СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]**



1 – дистанционные фиксаторы, 2 - арматура

Рисунок 11.2 – Обеспечение одинаковой толщины защитного слоя для арматуры в горизонтальных растворных швах с помощью дистанционных фиксаторов[3]

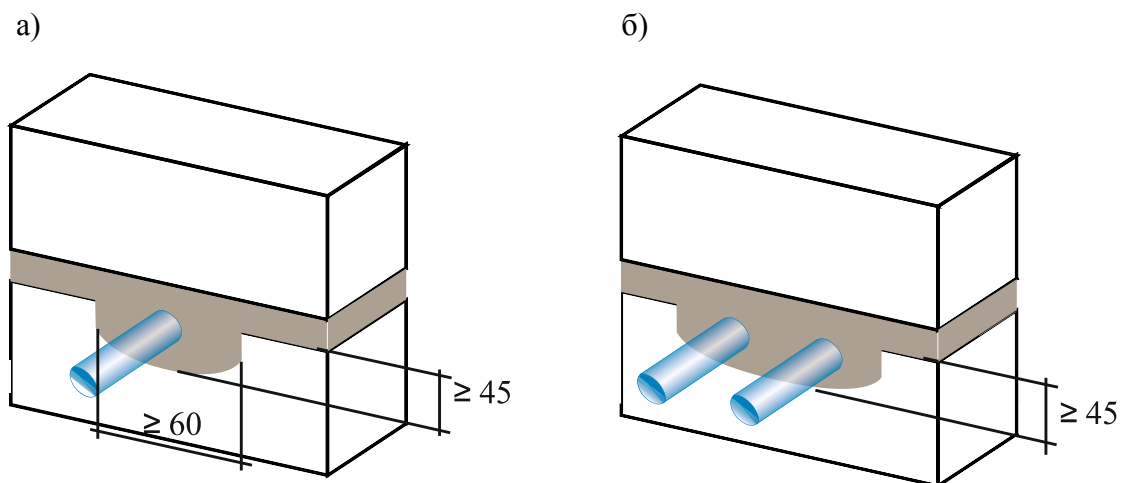


Рисунок 11.3 – Расположение одиночных (а) и двойных арматурных стержней в горизонтальных швах кладки их каменных блоков[10]

11.3 Продольное армирование следует осуществлять введением арматурных стержней в полости каменных блоков на высоту этажа с последующим обетонированием полостей пластифицированной подвижной бетонной смесью, содержащей заполнители фракции до 10 мм. В местах стыков арматурных стержней, работающих на сжатие, величина нахлеста должна составлять не менее 10 диаметров арматурного стержня. А работающих на растяжение не менее 20 диаметров арматурного стержня.

11.4 Для обеспечения сцепления арматуры с бетоном, которым заполняются полости пустотных каменных блоков, минимальные размеры вертикальных полостей должны соответствовать значениям, указанным на Рисунке 11.4. Минимальная толщина внутреннего армированного бетонного слоя многослойных стен приведена на Рисунке 11.5.

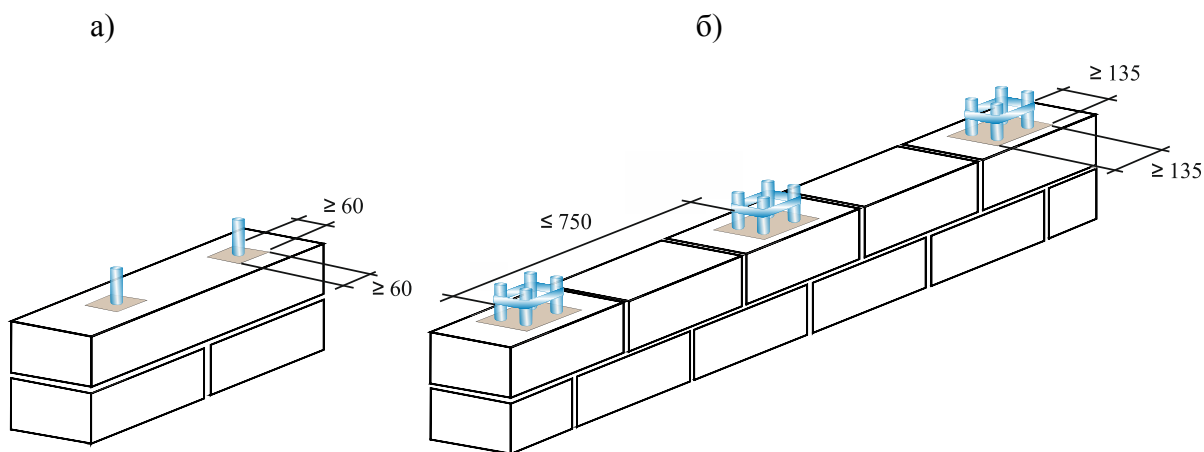


Рисунок 11.4 – Расположение вертикальных арматурных стержней в заполняемых бетоном каналах пустотных каменных блоков [10]

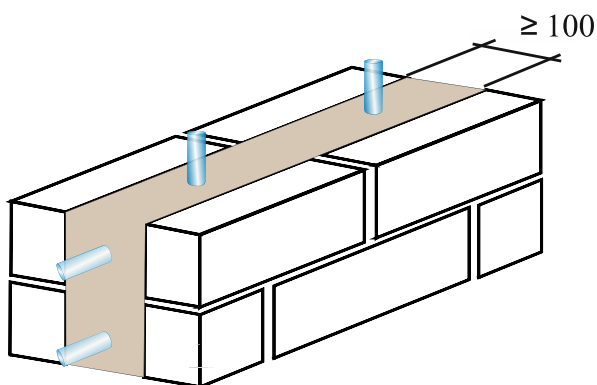


Рисунок 10.5 – Расположение горизонтальных и вертикальных арматурных стержней в заполняемой бетоном щели многослойной кладки [10]

- 11.5 Минимальная площадь поперечного сечения арматуры должна быть не менее:
- 0,5% эффективной площади сечения каменной кладки строительного элемента, где арматура учитывается в расчетах его прочности;
 - 0,03% площади общего поперечного сечения стены, где арматура применяется с целью повышения ее трещиностойкости;
 - 0,05 % площади общего поперечного сечения каменной конструкции, работающей на сдвиг;
 - 0,03 % общей площади поперечного сечения стены, работающей на действие горизонтальных нагрузок;
 - 0,05 % площади общего поперечного сечения элемента преднапрягаемой конструкции, где поперечная арматура используется для распределения напряжений в зоне анкеровки основной арматуры.

11.6 Арматурные стержни должны иметь минимальный диаметр 5 мм. В каменной кладке на тонких клеевых растворных швах толщиной (0,5-3) мм рекомендуется применять арматурные сетки из композитных материалов (Рисунок 5.5). Если арматурное

изделие применяется как не конструкционное, то диаметр продольных стержней сварных или плетеных стальных сеток должен составлять не менее 1,25 мм, а количество витков поперечной проволоки вокруг продольных стержней в стальной плетеной сетке должно быть не менее 1,5.

11.7 [8.2.5.1(2,3)] Анкеровку арматуры в строительном растворе или бетоне можно осуществлять посредством прямых концов стержней, крюков и петель (Рисунок 8.3) или через соответствующие анкерные каркасы. Альтернативно передача усилий может осуществляться через соответствующие анкерные каркасы. Анкеровку посредством прямых концов стержней или крюков не следует применять для гладких стержней диаметром более 8 мм. Крюки и петли не применяют для сжатой арматуры.

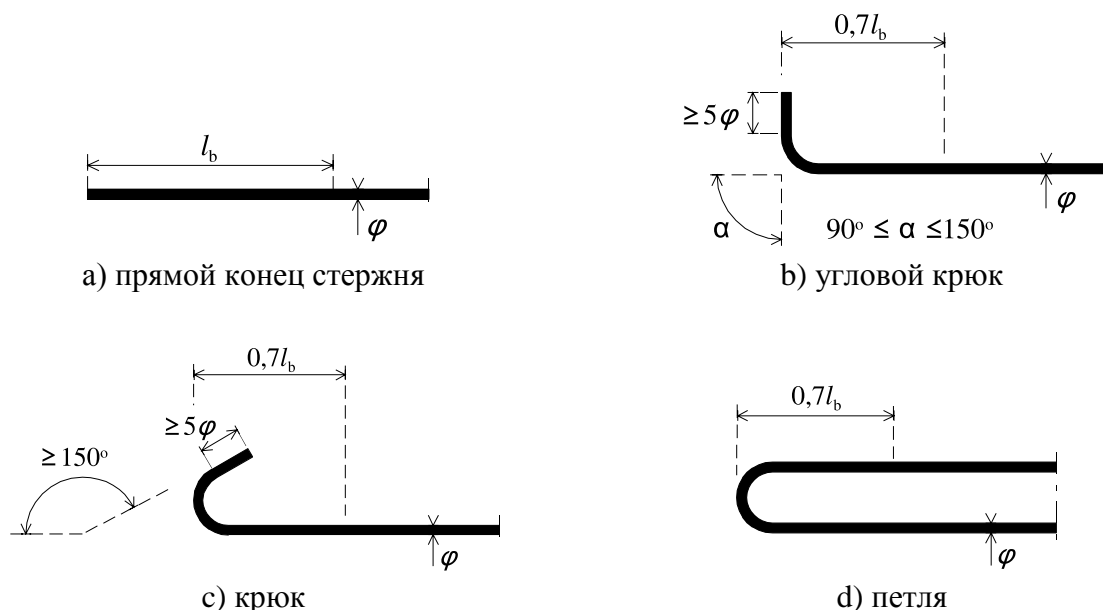


Рисунок 11.6 - Элементы анкерного крепления арматуры
[СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

11.8 [8.2.5.1(4,5)] Необходимую длину зоны анкерования прямых арматурных стержней l_b , при условии постоянного напряжения сцепления, следует определять по формуле

$$l_b = \gamma_m \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bod}}, \quad (11.1)$$

где ϕ – эффективный диаметр арматуры;

f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры согласно п. 2.4.1 и 3.4.2 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011;

f_{bod} – расчетное сопротивление сцепления арматуры в зависимости от условий по таблице 3.5 или 3.6, а также п. 3.6.4 и 2.4.1 СН РК EN 1996-1-1:2005/2011.

Для концов стержней с крюками и петлями длину зоны анкерования стержней при растягивающем усилии допускается уменьшить до $0,7l_b$.

11.9 [8.2.5.1(7)] По длине зоны анкерования арматурных стержней должна быть предусмотрена равномерно распределенная поперечная арматура, из которой не менее чем

один стержень должен находиться в зоне изогнутой анкеровки. Общая площадь сечения поперечной арматуры должна составлять не менее 25 % площади поперечного сечения арматурного стержня, закрепленного на длине зоны анкеровки.

11.10 [8.2.5.1(8)] Длину зоны анкеровки арматурных сеток в горизонтальных швах следует определять по нормативной прочности сцепления, полученной на основании испытаний согласно СТ РК EN 846-2. Принципы анкеровки растянутой арматуры над каменными опорами иллюстрирует Рисунок 11.7.

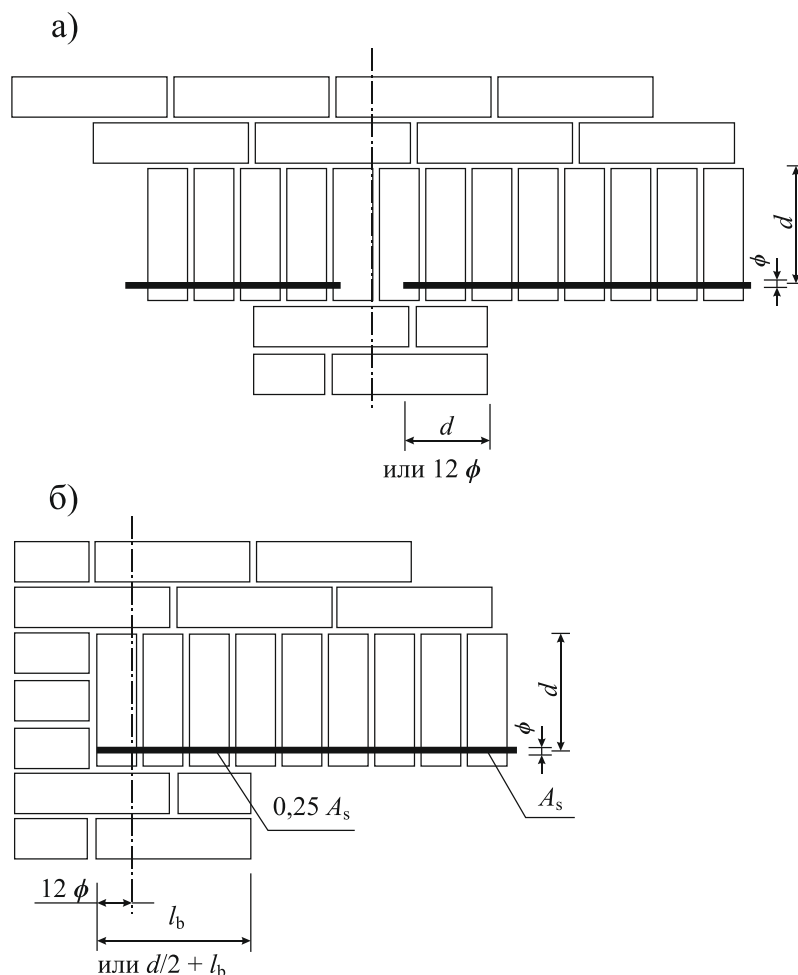


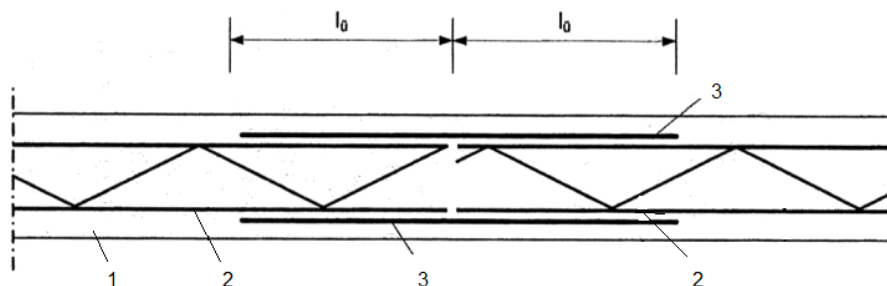
Рисунок 11.7 – Принципы анкеровки растянутой арматуры над промежуточной (а) и крайней (б) каменными опорами [3]

11.11 [8.2.5.2] Длину стыка внахлест двух арматурных стержней l_b следует определять по формуле (11.1). Фактическую длину стыка следует принимать равной (Рисунок 11.8):

l_b - для арматурных стержней при сжатии и растяжении, если в сечении состыковано менее 30 % стержней и если расстояние в свету между состыкованными стержнями в поперечном направлении не менее 10-кратного значения диаметра стержня,

$1,4l_b$ - для арматурных стержней при растяжении, если в сечении состыковано 30 % стержней и более или расстояние в свету в поперечном направлении между состыкованными стержнями менее 10-кратного значения диаметра стержня,

$2l_b$ - для арматурных стержней при растяжении, если в сечении состыковано 30 % стержней и более или расстояние в поперечном направлении в свету между состыкованными стержнями менее 10-кратного значения диаметра стержня.

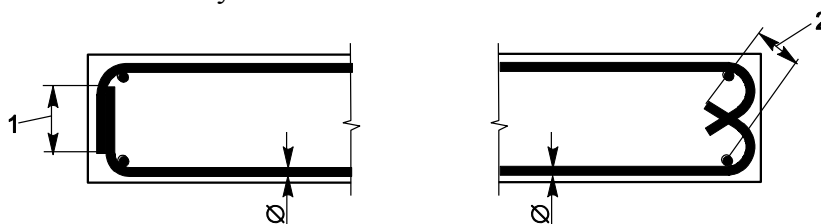


1 – каменная стена, 2 – арматура, 3 - арматурные стержни нахлеста в местах стыковки арматуры

Рисунок 11.8 – Длина нахлеста в местах стыковки арматуры [33]

11.12 [8.2.5.2(5)] При применении арматурных сеток в горизонтальных швах длину стыковки определяют с помощью нормативной прочности сцепления на основании испытаний в соответствии с СТ РК EN 846-2.

11.13 [8.2.5.3(1)] Анкеровку арматуры, работающей на сдвиг, следует осуществлять в соответствии со схемами Рисунка 11.9.



а) С угловым крюком

б) С крюком

1) 10 ϕ или 70 мм, применяют большее значение;

2) 5 ϕ или 50 мм, применяют большее значение

**Рисунок 11.9 - Анкеровка арматуры, работающей на сдвиг
[СТ РК EN 1996-1-1:2005/2011]**

11.14 [8.2.5.4(1)] В строительных элементах, работающих на изгиб, кроме стержней, проходящих на всю длину элемента, включая опоры, каждый арматурный стержень должен иметь длину зоны анкеровки за сечение, в котором он по расчету не требуется, на длину, равную рабочей высоте сечения элемента или равную 12-кратному диаметру стержня. Применяют большее из двух значений. Арматура не должна обрываться в зоне растяжения, если не выполнено хотя бы одно из следующих условий при всех возможных расчетных случаях нагрузки:

– арматурные стержни выходят за точку теоретического обрыва на необходимую длину зоны анкеровки;

– фактическая прочность сечения при сдвиге в сечении, где заканчивается арматура, в 2 раза превышает расчетное усилие сдвига в этом сечении;

– площадь сечения продольной арматуры, проходящей на всю длину, в сечении, где обрывается часть продольной арматуры, в 2 раза превышает площадь сечения арматуры, необходимой для восприятия изгибающего момента.

11.15 [8.2.6] Для предотвращения потери устойчивости сжатых арматурных стержней необходимо применять поперечную арматуру и хомуты диаметром не менее 4 мм и 0,25 максимального диаметра продольных стержней. Расстояние между хомутами не должно превышать наименьшее из следующих значений: наименьший минимального поперечного размера стены или 300 мм или 12-кратное значение диаметра продольной арматуры (Рисунок 11.10).

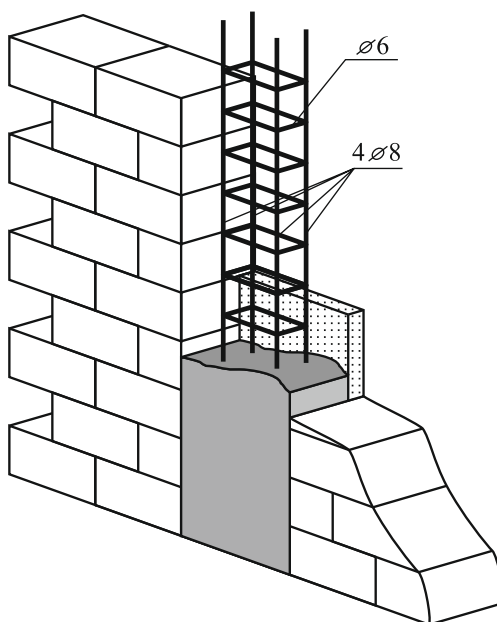


Рисунок 11.10 – Минимальные размеры арматуры (в мм) в каменных стенах в соответствии с СН РК EN 1996-1-1:2005/2011 [3]

11.16 [8.2.7] Расстояние в свету между соседними параллельно расположенными арматурными стержнями должно быть не менее размера крупной фракции заполнителя плюс 5 мм, или диаметра стержня, или 10 мм. Применяют большее из значений. В случае арматуры, работающей на сдвиг, расстояние между хомутами не должно превышать 0,75 значения рабочей высоты поперечного сечения элемента конструкции или 300 мм. Применяют меньшее значение. Если рабочая арматура сосредоточена в каналах или в выемках пустотелых блоков или увеличенных монолитных вертикальных швах (в карманах кладки), то общая площадь сечения рабочей арматуры должна составлять не более 4 % сечения бетона или раствора каналов или карманов. В зонах стыков продольной арматуры это значение не должно превышать 8 %.

11.17 [6.3.10(4)] При применении незащищенной конструкционной стали защиту арматуры должен обеспечивать защитный слой бетона толщиной c_{nom} , рекомендованные значения которой в соответствии с национальным приложением приведены в Таблице 11.1.

Таблица 11.1 Рекомендованные значения минимальной толщины защитного слоя бетона $c_{\text{ном}}$ для арматуры из конструкционной стали [СН РК EN 1996-1-1:2005/2011]

Класс окружающей среды	Минимальное содержание цемента ^{а)} , кг/м ³				
	275	300	325	350	400
	Максимальное водоцементное отношение				
	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Минимальные значения толщины защитного слоя бетона, мм				
MX1 ^{б)}	20	20	20 ^{с)}	20 ^{с)}	20 ^{с)}
MX2	—	35	30	25	20
MX3	—	—	40	30	25
MX4 и MX5	—	—	—	60 ^{д)}	50

^{а)} Состав смеси основан на применении стандартных заполнителей с номинальным значением размера фракции не более 20 мм. При применении других размеров фракции содержание цемента увеличивают на 20 % для заполнителей с размером зерна до 14 мм и на 40 % – для заполнителей с размером зерна до 10 мм.

^{б)} При минимальном бетонном покрытии 15 мм альтернативно допускается применять смесь в пропорции 1 : 0 – ¼ : 3 : 2 (цемент: известь: песок: заполнитель с размером зерна 10 мм в объемных долях), чтобы соответствовать классу окружающей среды MX1.

^{с)} Значения для бетонного покрытия можно уменьшить до минимального значения 15 мм, если номинальное значение размера зерна заполнителя не превышает 10 мм.

^{д)} При наличии опасности замораживания влажного бетона необходимо применять морозостойкий бетон.

11.18 [3.3.2(3)P] Удобоукладываемость (технологичность) бетона для заполнения, при применении согласно СН РК EN 1996-2:2006/2011, должна обеспечивать полное заполнение промежуточного пространства.

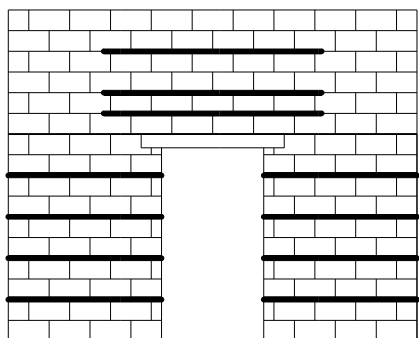
11.19 [3.3.2(4)] Классы по осадке конуса от S3 до S5 или классы по растекаемости от F4 до F6 согласно СТ РК EN 206-1 в большинстве случаев соответствуют установленным требованиям. В пустотах с минимальным размером менее 85 мм следует применять классы по осадке конуса S5 или S6. При применении сильнотекучих бетонов следует предусмотреть меры для снижения большой усадки бетона.

11.20 [3.3.2(5)] Максимальный размер зерен заполнителя в бетоне не должен превышать 20 мм. Для заполнения промежуточных пространств с минимальным размером 100 мм или при толщине бетонного покрытия арматуры менее 25 мм максимальный размер зерна не должен превышать 10 мм.

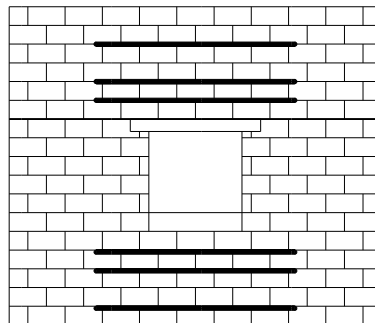
Приложение А
(информационное)

Армирование горизонтальных растворных швов

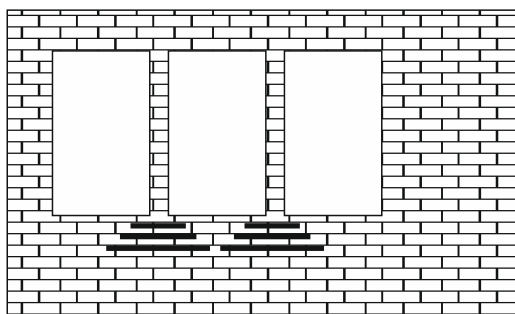
а)



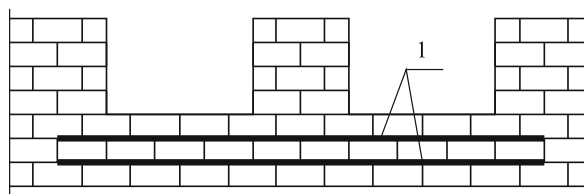
б)



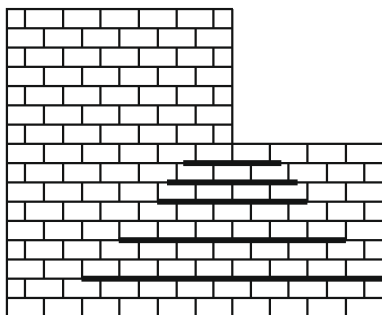
в)



г)

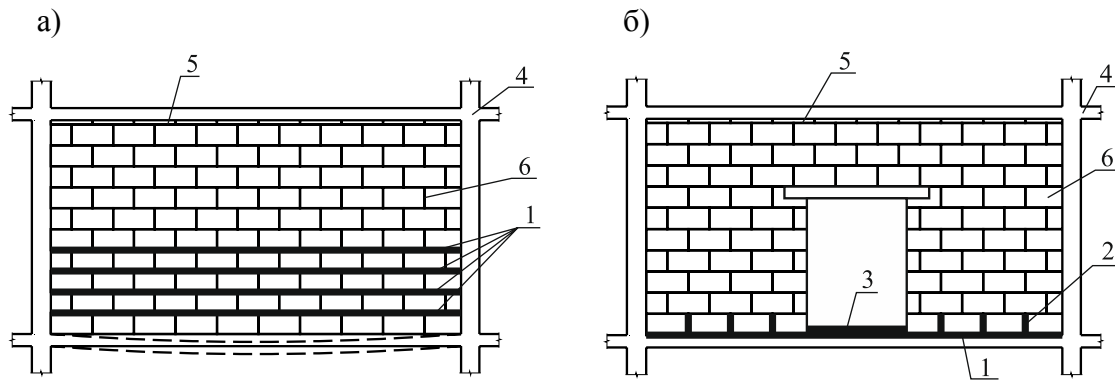


д)



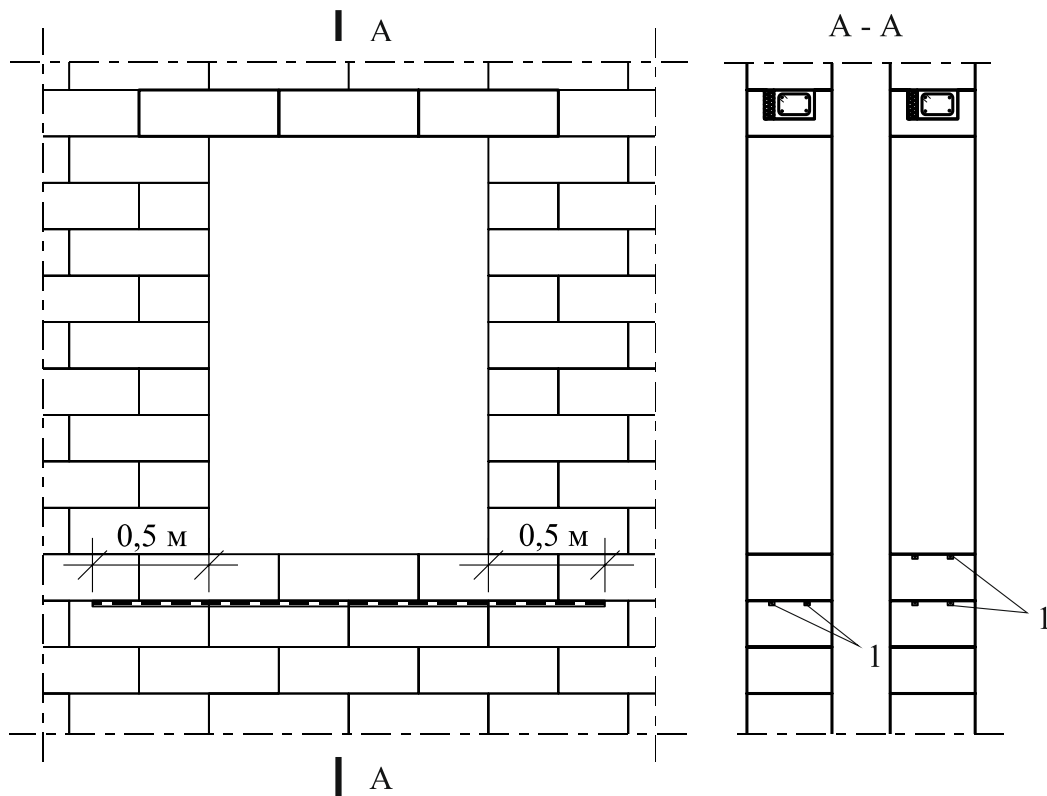
1 – горизонтальная арматура

Рисунок А.1 - Расположение арматуры в горизонтальных растворных швах кладки в зонах концентрации растягивающих напряжений: в местах дверных (а) и оконных проемов (б,в, г), на участках стен с перепадами высоты (д) [22]



1 - горизонтальная арматура, 2 – анкерные пластины, 3 – стяжка пола, 4 – железобетонный каркас,
5 – деформационный шов между перегородкой и перекрытием, 6 – перегородка

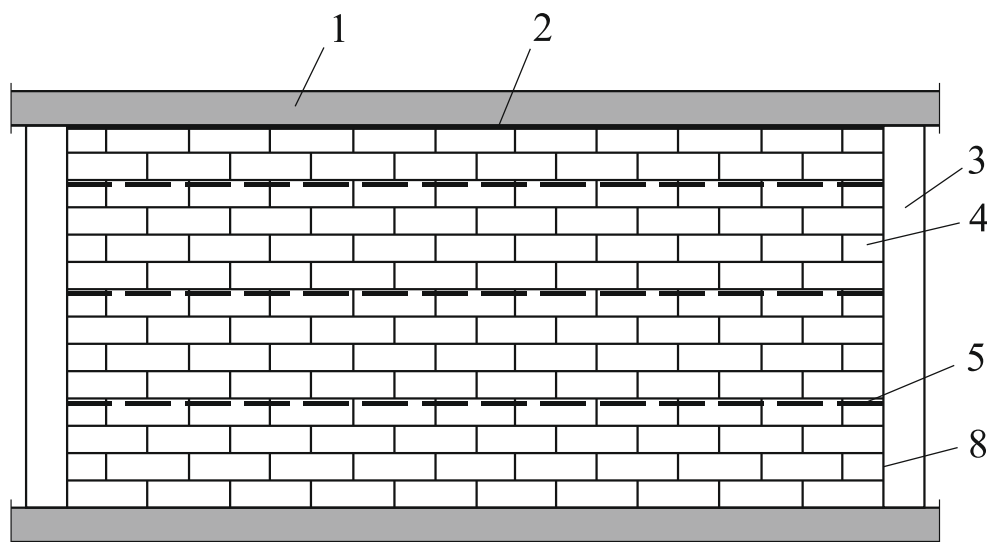
Рисунок А.2 – Армирование самонесущих каменных перегородок без дверных (а) и с дверным проемами (б), возводимых на перекрытиях с чрезмерными прогибами [22]



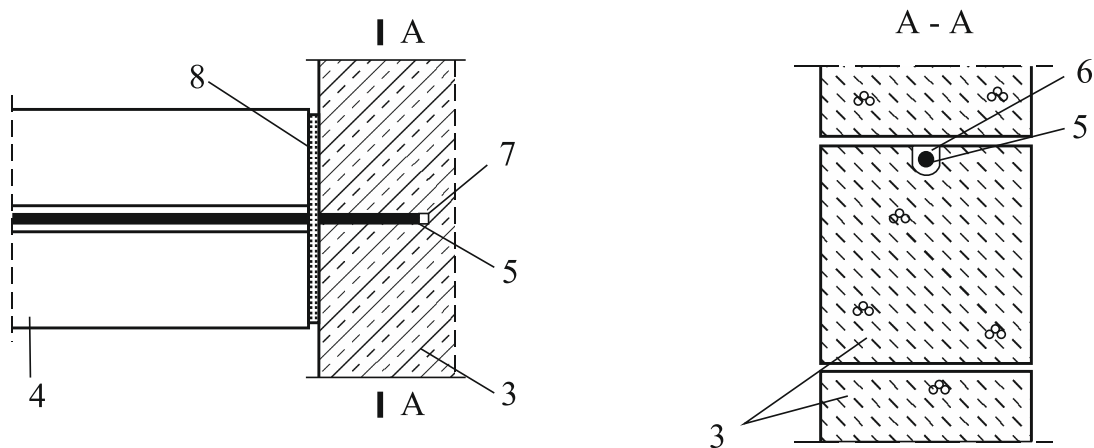
1 – горизонтальные арматурные стержни

Рисунок А.3 - Горизонтальное армирование подоконных участков каменных стен из ячеистобетонных блоков [25]

а)

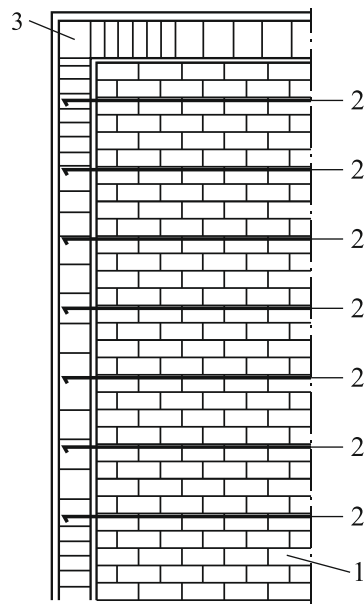


б)



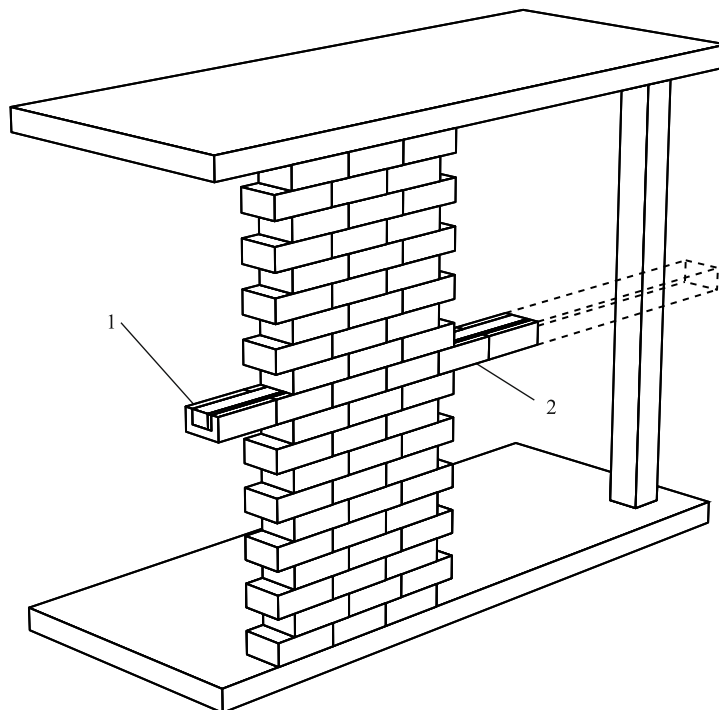
1 – железобетонное перекрытие, 2 – горизонтальный деформационный шов, 3 – поперечная каменная стена, 4 – каменные блоки перегородки, 5 – горизонтальные арматурные стержни, 6 – горизонтальная канавка в каменных блоках для размещения арматуры, 7 – отверстие, 8 – вертикальная звукоизоляционная прокладка

Рисунок А.4 - Горизонтальное армирование каменной перегородки с ее анкерровкой в поперечных стенах: а) – фасад стены, б) – сопряжение каменной перегородки с поперечными стенами [25]



1 – каменная кладка, 2 – горизонтальная арматура, объединенная с железобетонным каркасом 3

Рисунок А.5 – Армирование каменных стен заполнения железобетонного каркаса здания, подверженного сейсмическим воздействиям [6]



1 – горизонтальные арматурные стержни, 2 – каменные блоки с горизонтальными канавками

Рисунок А.6 - Горизонтальное армирование каменных стен с использованием каменных блоков с горизонтальными канавками для размещения арматуры [25]

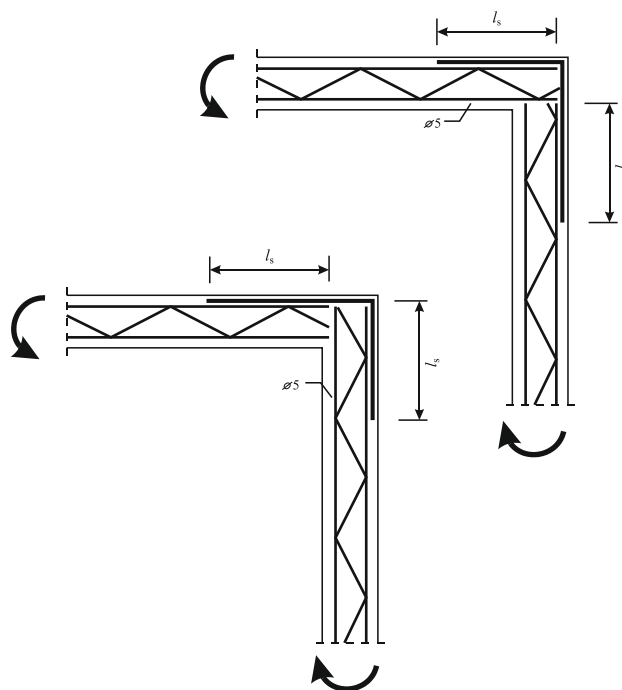


Рисунок А.7 - Горизонтальное армирование сетками Murfor угловых зон каменных зданий при действии положительного изгибающего момента [34,35,36]

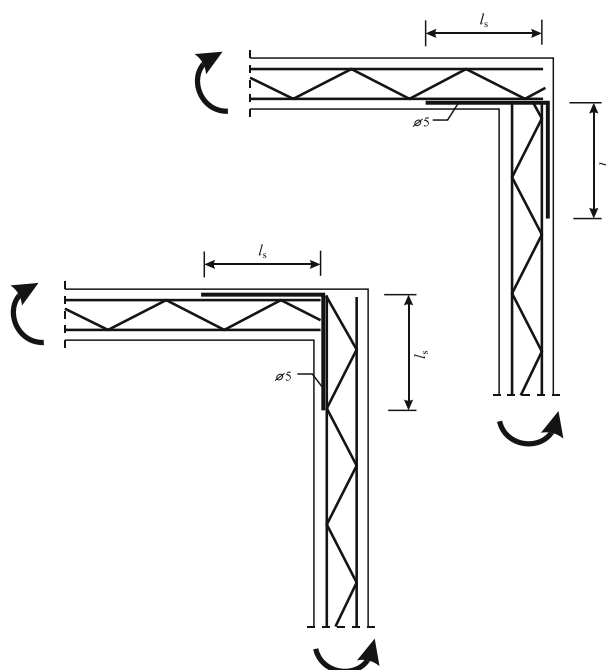


Рисунок А.8 - Горизонтальное армирование сетками Murfor угловых зон каменных зданий при действии отрицательного изгибающего момента [34,35,36]

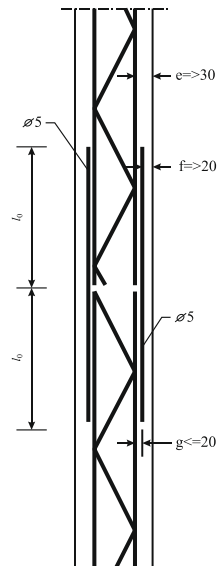
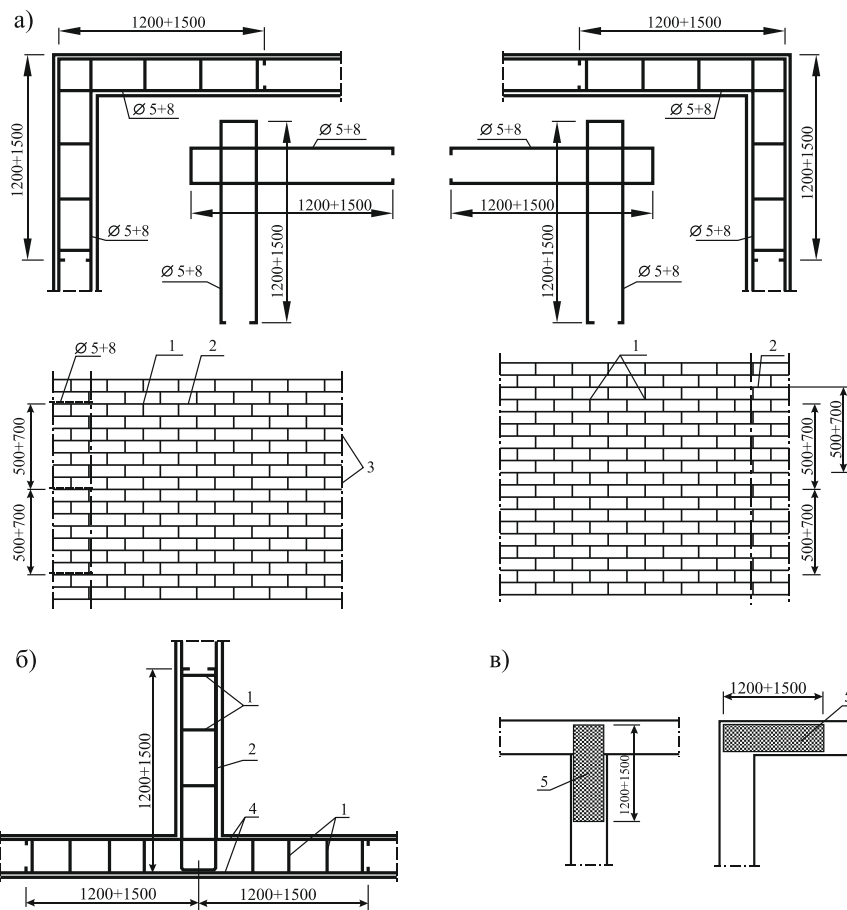


Рисунок А.9 – Стыковка по длине горизонтальных растворяемых швов арматурных сеток Murfor (размеры в мм) [34,35,36]



1 – хомуты, 2 – арматурные стержни, 3 – горизонтальные растворяемые швы с арматурой, горизонтальные стержни, 5 – арматурные сетки (все размеры в мм)

Рисунок А.10 – Горизонтальное армирование углов каменных зданий и пересечения стен арматурными стержнями (а,б) и сетками (в) [6]

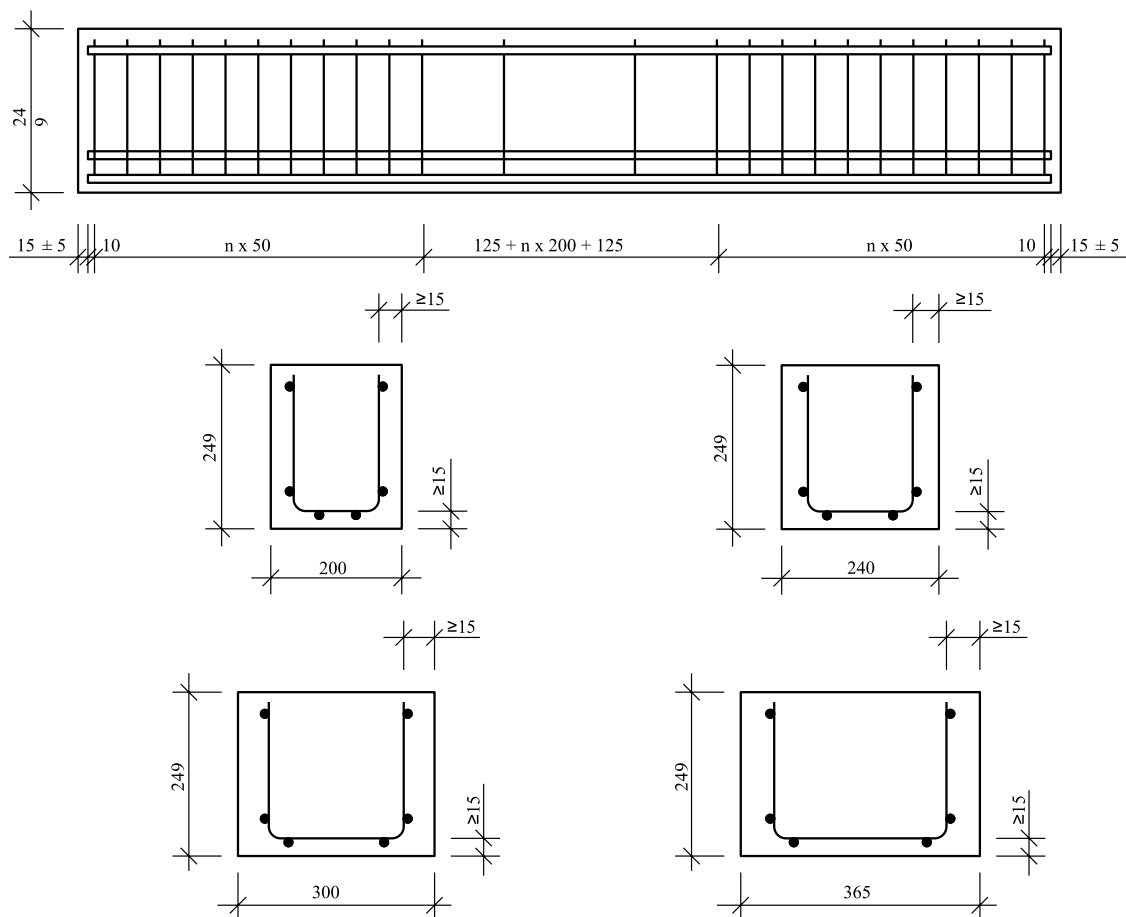


Рисунок А.11 – Армирование перемычек заводского изготовления из ячеистого бетона для стен из ячеистобетонных блоков [25]

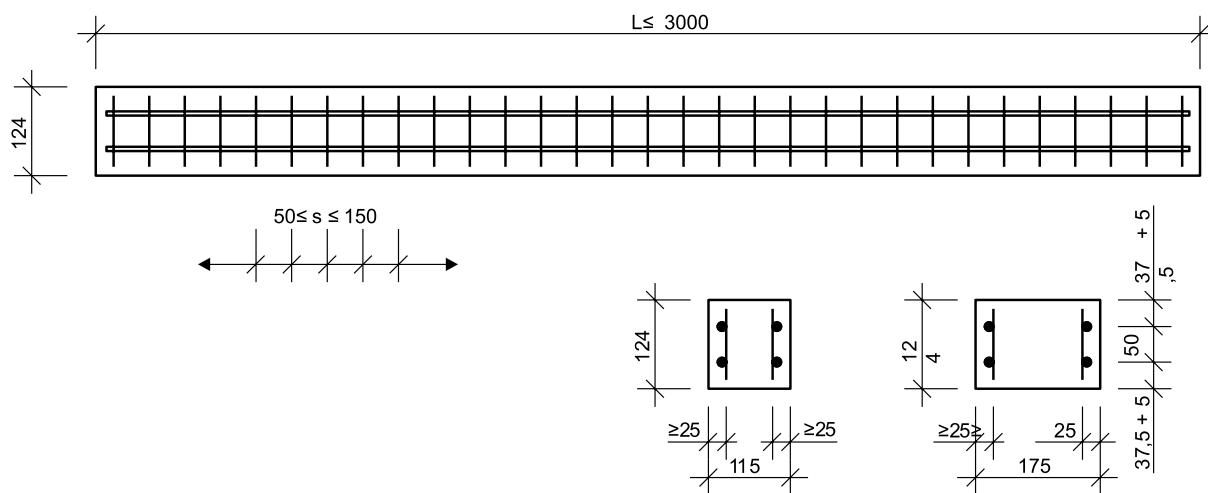
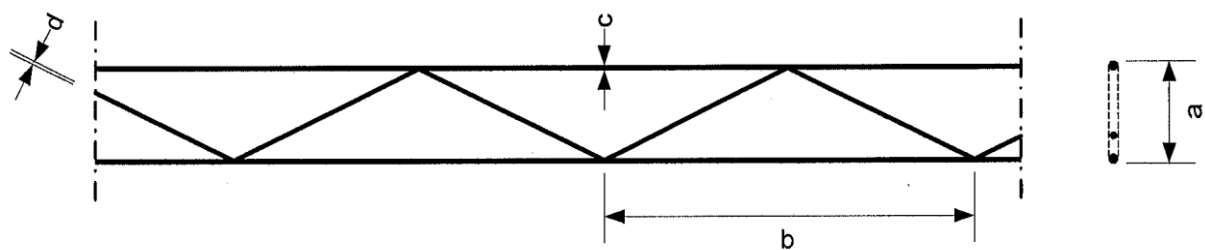


Рисунок А.12– Армирование перемычек заводского изготовления из ячеистого бетона для стен из ячеистобетонных блоков [25]



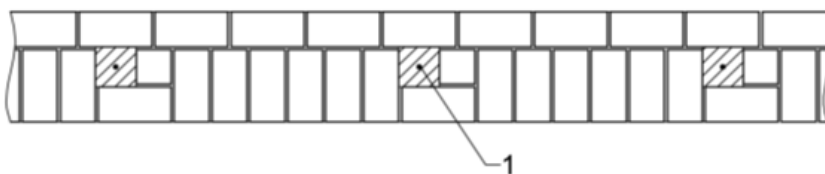
Спецификация арматурных сеток Murfor

Тип	Размеры (мм)			
	a	b	c	d
GER/S - 50	50	406	5	3,75
GER/S - 100	100	406	5	3,75
GER/S - 150	150	406	5	3,75
GER/S - 180	180	406	5	3,75

Рисунок А.13 – Размеры арматурных сеток Murfor, используемых для армирования каменных перемычек [34,35,36]

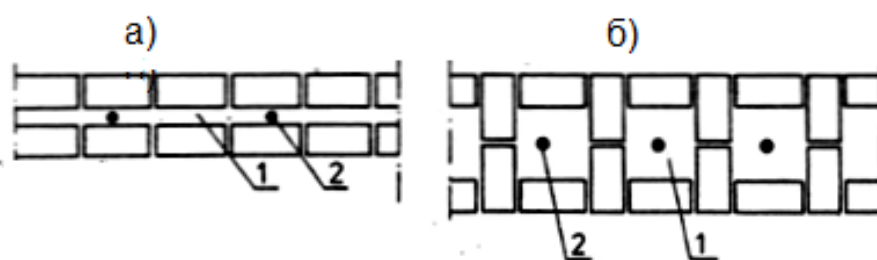
Приложение Б
(информационное)

Вертикальное (продольное) армирование



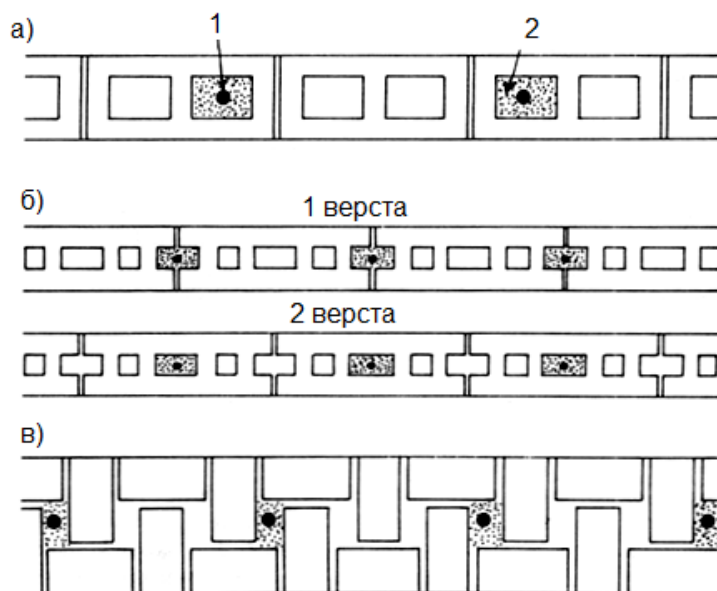
1 – вертикальная арматура

Рисунок Б.1 - Вертикальное армирование 1 каменных стен толщиной в 1,5 кирпича [31]



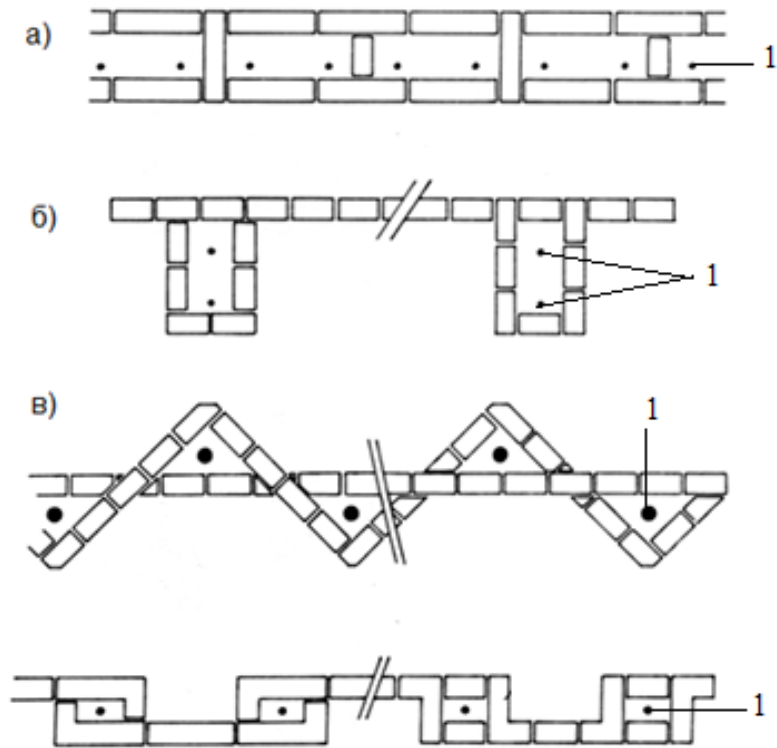
1 – заливочный бетон, 2 – арматура

Рисунок Б.2 – Размещение вертикальной арматуры в многослойных стенах (а) и в стенах с колодцевой кладкой (б) [6]



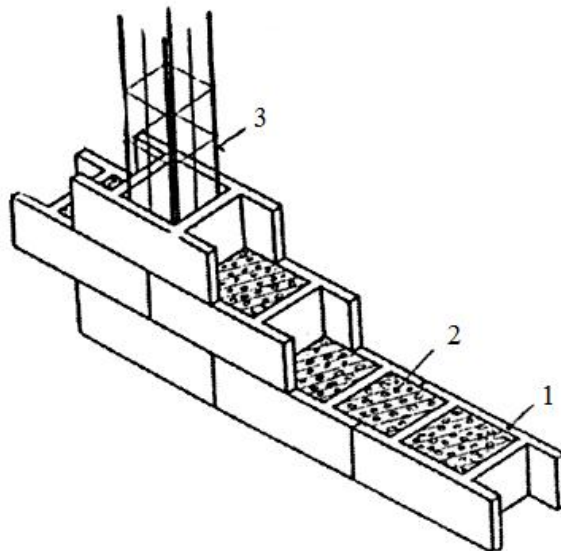
1 – вертикальная арматура, 2 – заливочный бетон

Рисунок Б.3 - Вертикальное армирование стен из бетонных блоков (а,б) и из керамических камней с колодцевой кладкой (в) [13]



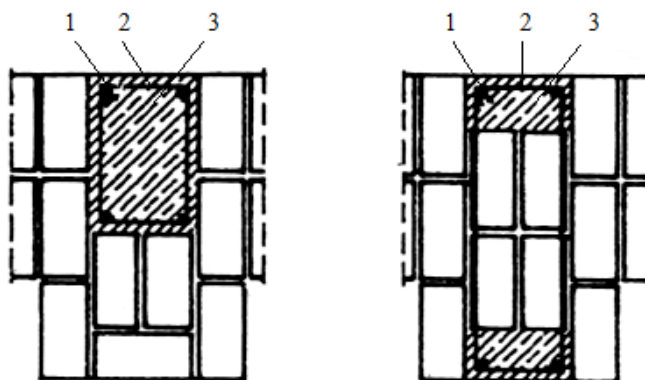
1 – вертикальные арматурные стержни

Рисунок Б.4 - Вертикальное армирование стен с колодцевой кладкой (а), с пилястрами (б) и стен ломаного очертания (в) [13]



1 – бетонные блоки, 2 - бетон заполнения, 3 – вертикальный арматурный каркас

Рисунок Б.5 - Вертикальное армирование стен из корытообразных бетонных блоков



1 – вертикальные арматурные стержни, 2 – хомуты, 3 – бетон заполнения

Рисунок Б.6 - Способы вертикального армирования пилястров каменных стен [6]

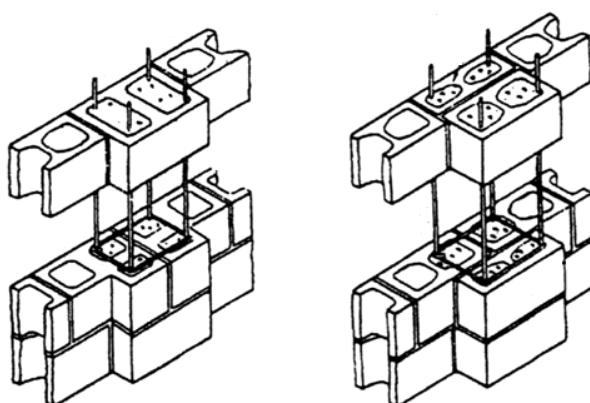
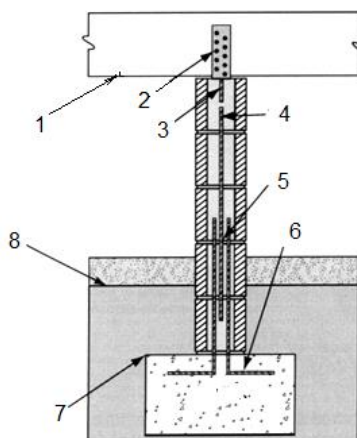


Рисунок Б.7 - Вертикальное армирование стен с пилястрами из пустотных бетонных блоков [8]



1 – деревянная балка покрытия, 2 – соединительный элемент, 3 – анкеровка элемента 2 в бетоне,
4 – вертикальная арматура, 5 – соединение арматуры внахлестку, 6 – анкеровка арматуры в
фундаменте, 7 – фундамент, 8 – гидроизоляция между грунтом и полом

Рисунок Б.8 - Вертикальное армирование внутренней стены из бетонных блоков [14]

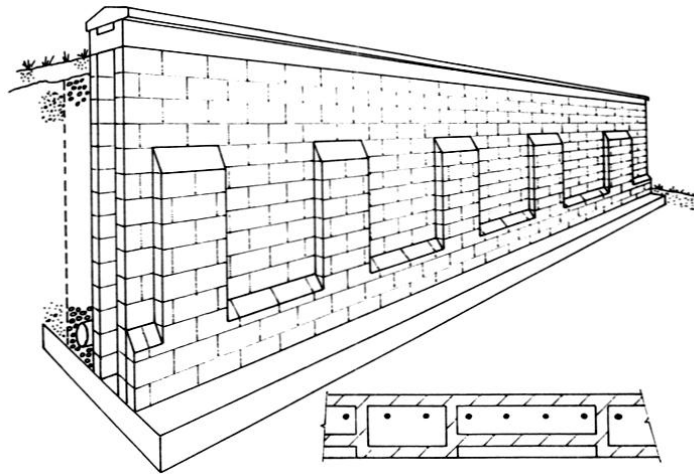


Рисунок Б.9 - Вертикальное армирование опорных каменных стен [13]

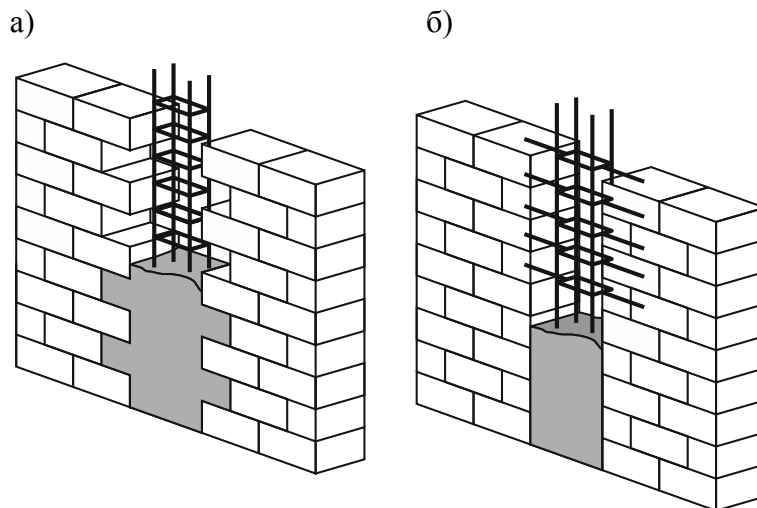


Рисунок Б.10 – Армирование каменных стен вертикальными железобетонными вставками соединенными с кладкой с помощью штрабы (а) и металлических анкеров (б) [3]

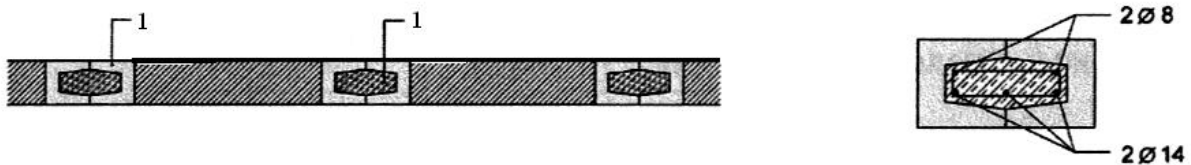
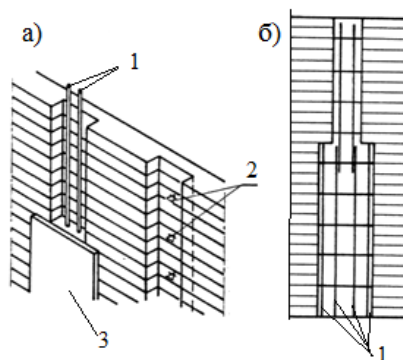
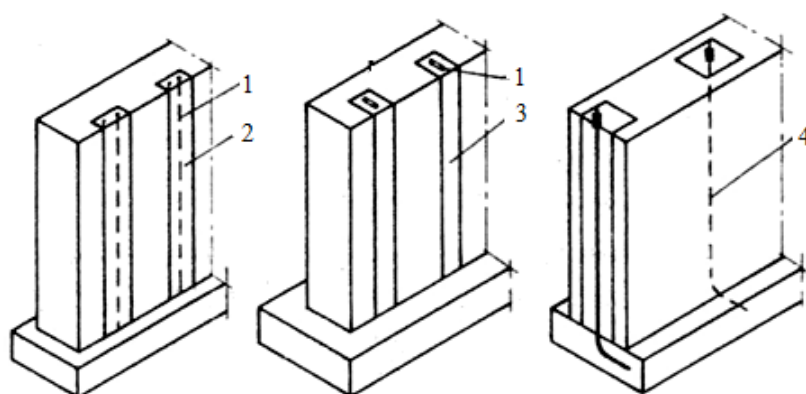


Рисунок Б.11 – Армирование каменных стен подвалов вертикальными вставками 1, состоящими из каменных блоков корытообразного сечения, пространство между которыми заполнено арматурой и заливочным бетоном [7]



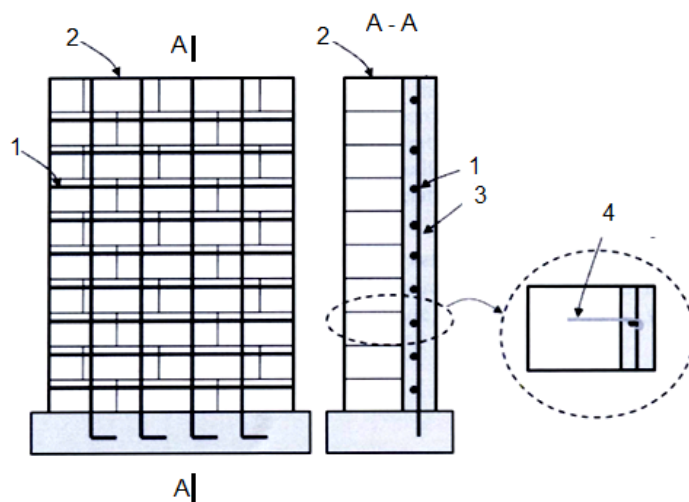
1 – вертикальные арматурные стержни, 2 – горизонтальные анкера креплений арматурных стержней к кладке, 3 – опалубка

Рисунок Б.12 – Армирование кладки путем замоноличивания арматуры в вертикальных нишах стен [6]



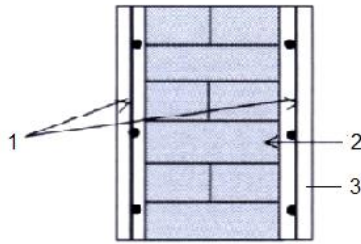
1 – вертикальная стержневая арматура, 2 – кладочный раствор, 3 – бетон заполнения, 4 – предварительно напрягаемая арматура

Рисунок Б.13 - Способы армирования каменных стен подвалов [6]



1 – арматурная сетка, 2 – каменная стена, 3 – торкретбетон, 4 – анкер, соединяющий сетку с каменной кладкой

Рисунок Б.14 - Армирование каменных стен железобетонной облицовкой [14]



1 – арматурные сетки, 2 – каменная кладка, 3 – торкретбетон

Рисунок Б.15 - Армирование каменных стен железобетонными обоймами

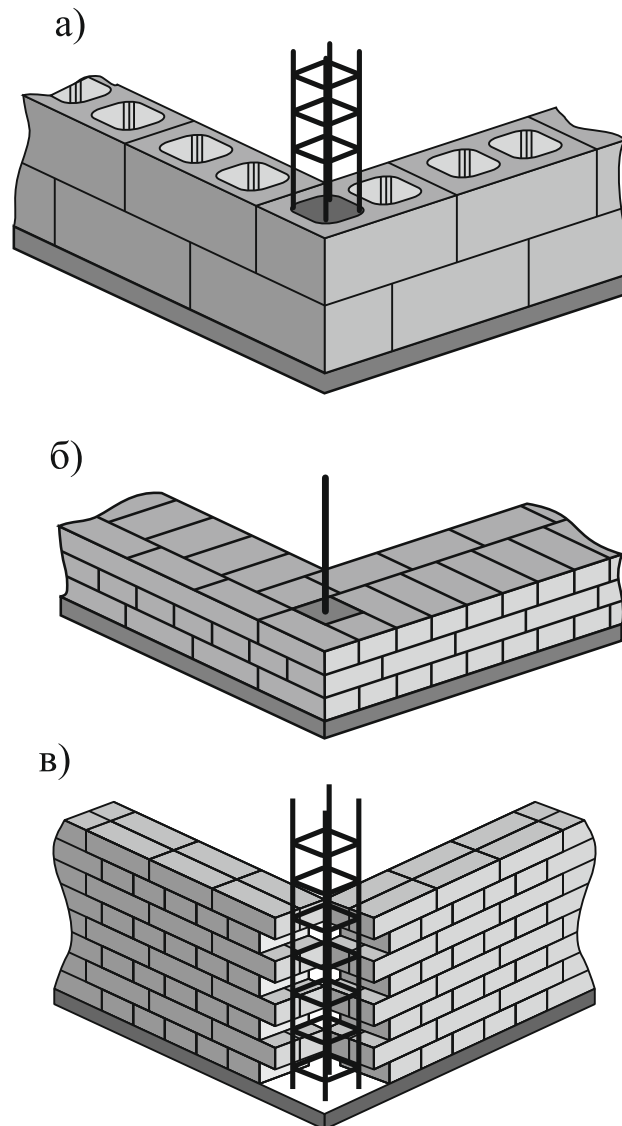
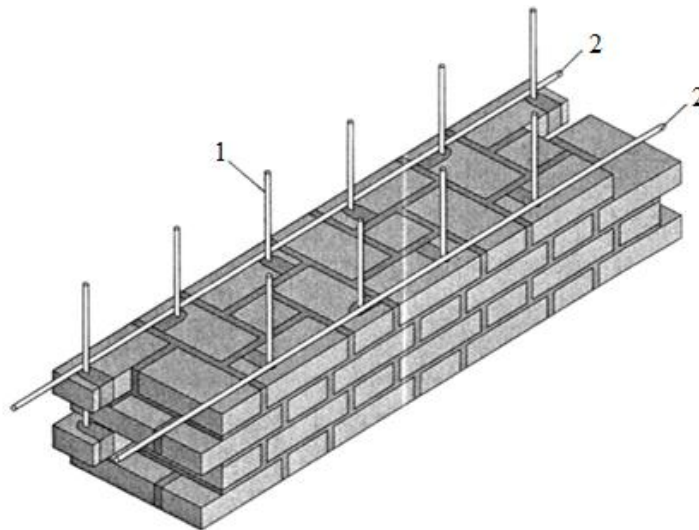


Рисунок Б.16 – Вертикальное армирование углов каменных зданий со стенами из пустотных бетонных блоков (а) и из камней с различными способами перевязки [3]

Приложение В
(информационное)

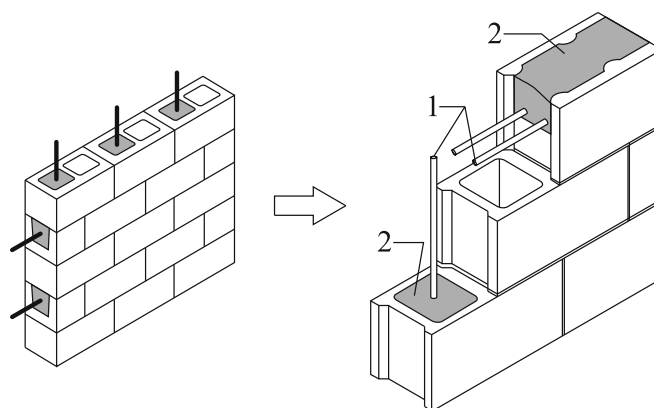
Смешанное (горизонтальное и вертикальное) армирование стен



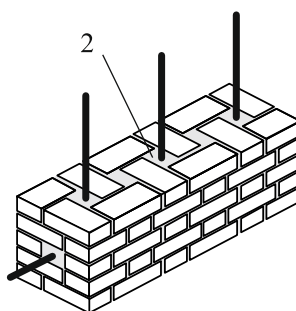
1 – вертикальная арматура, 2 – горизонтальная арматура

Рисунок В.1 – Смешанное армирование каменной кладки [3]

а)

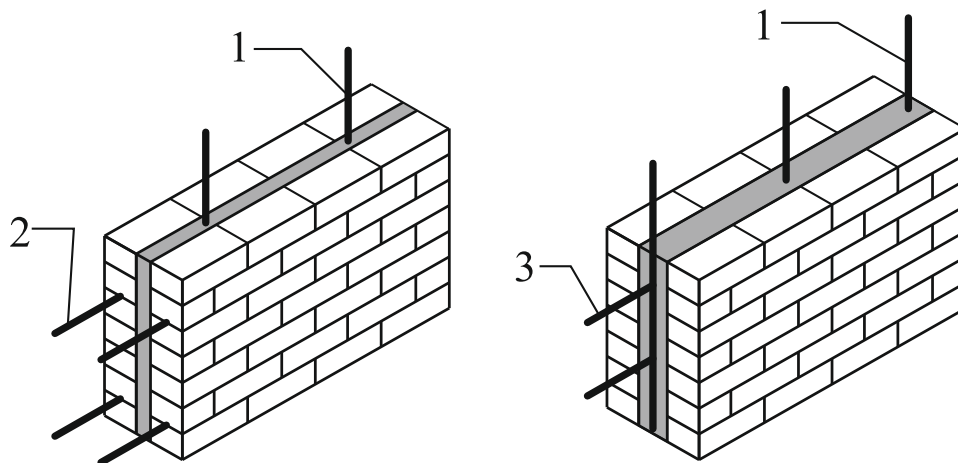


б)



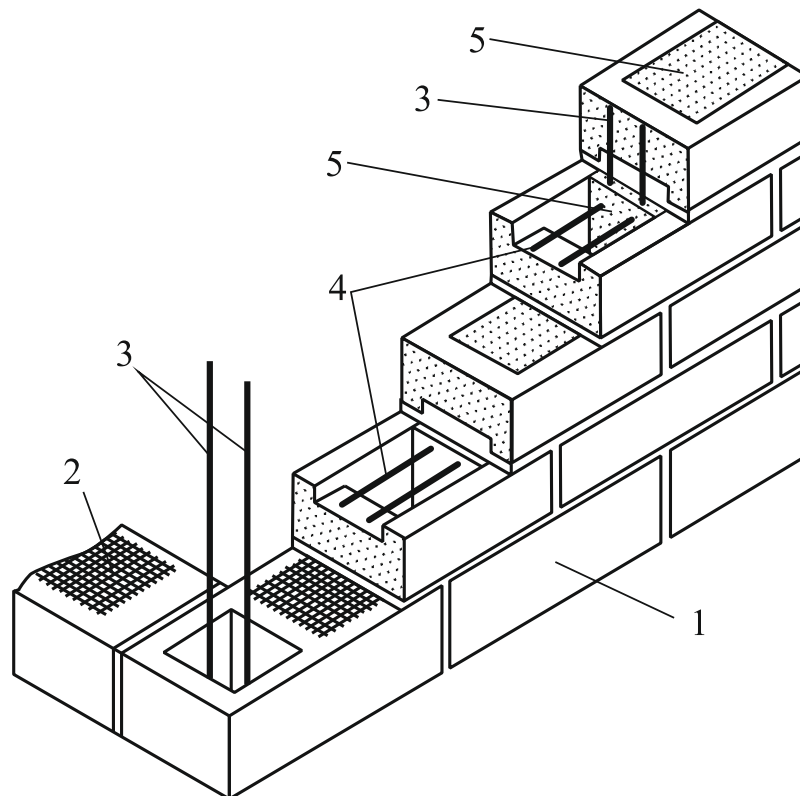
1 – арматура, 2 – бетонное заполнение

Рисунок В.2 – Размещение горизонтальной и вертикальной арматуры в стенах из бетонных пустотных блоков (а) и в стенах с колодцевой кладкой (б) [16,19,21]



1 – вертикальная стержневая арматура, 2 – горизонтальная арматура в растворных швах каменных наружных слоев, 3 – горизонтальная арматура во внутреннем бетонном слое

Рисунок В.3 - Примеры смешанного армирования трехслойных каменных стен со средним слоем из заливочного бетона [16,19]



1 – железобетонные блоки, 2 – горизонтальные арматурные сетки, 3 – вертикальная арматура, 4 – горизонтальная стержневая арматура, 5 – бетон замоноличивания

Рисунок В.4 – Смешанное армирование стены из пустотных бетонных блоков [19]

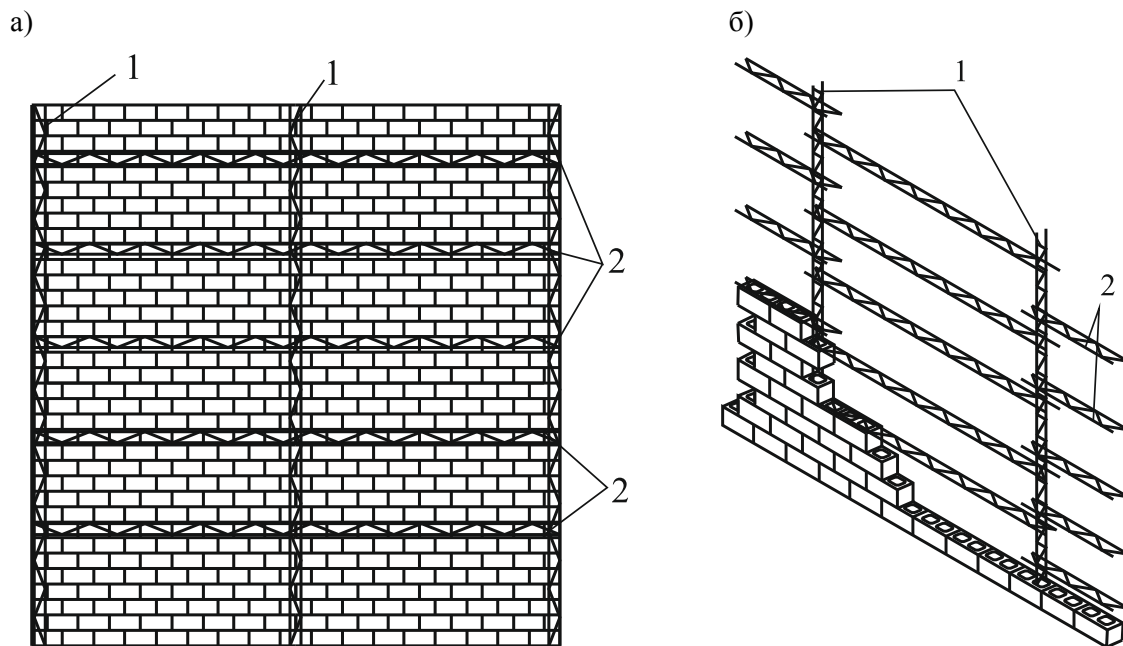


Рисунок В.5 – Армирование стен вертикальными 1 и горизонтальными 2 сетками фирмы Murfor [33]

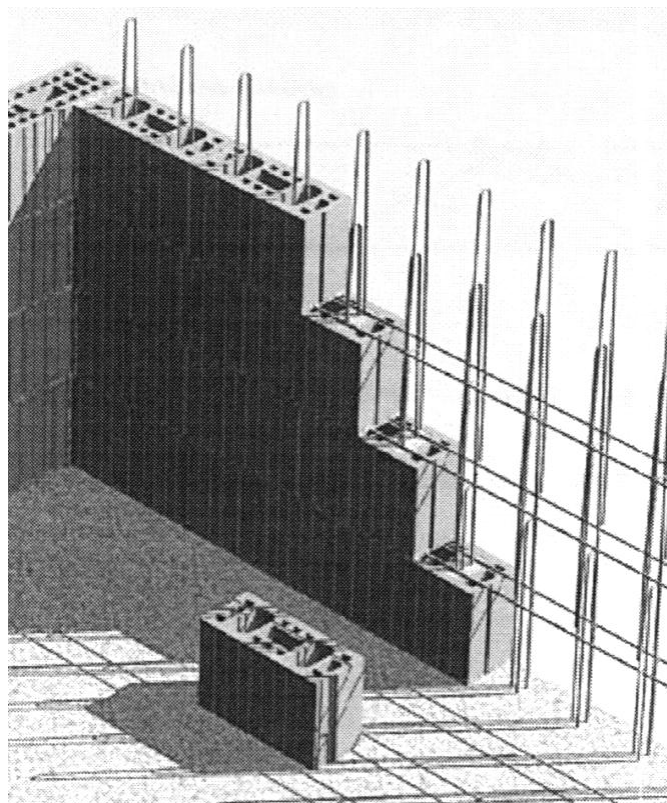
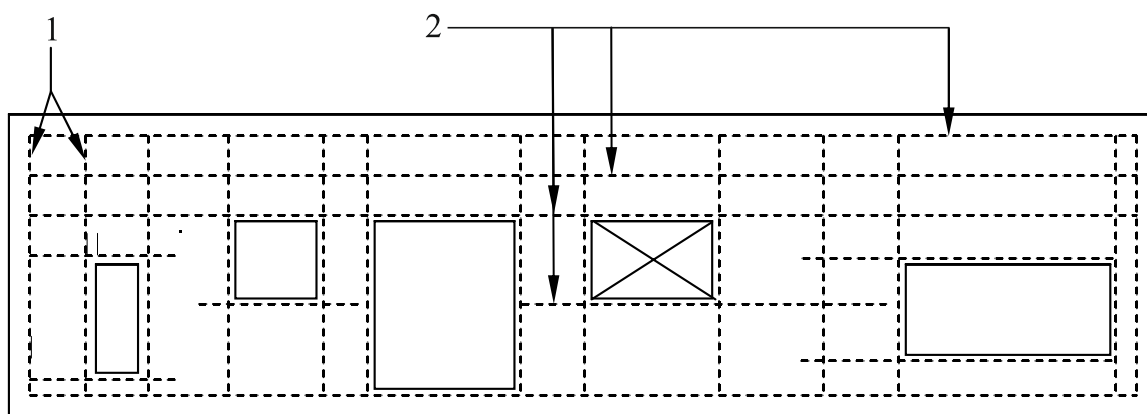
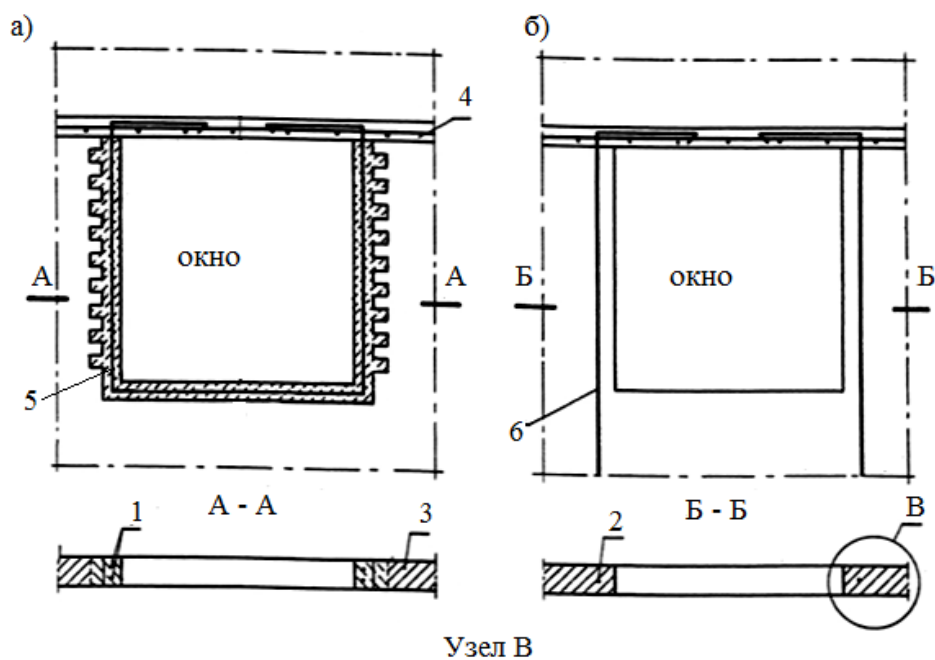


Рисунок В.6 – Принцип смешанного армирования стен из пустотных блоков в системе фирмы Murfor [33]

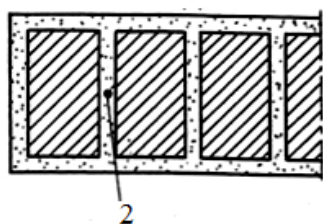


1 – вертикальная арматура, 2 – горизонтальная арматура

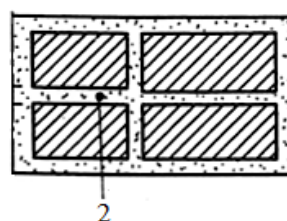
Рисунок В.7 - Пример армирования каменной стены с оконными и дверными проемами [12]



первый ряд кладки



второй ряд кладки



1,2 – арматурные стержни, 3 – каменная кладка, 4 – железобетонный пояс в уровне перемычек, 5 – железобетонное обрамление, 6 – вертикальная арматура, заанкеренная в фундаменте

Рисунок В.8 – Способы армирования оконных проемов в каменных стенах, подверженных сейсмическим воздействиям [6]

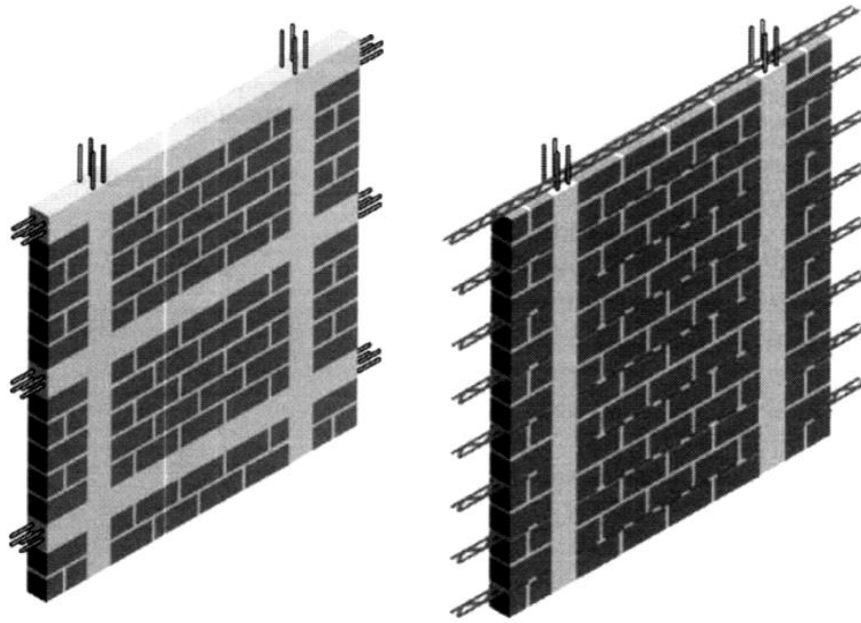


Рисунок В.9 – Вертикальное и горизонтальное армирование каменной стены железобетонным каркасом при сейсмических воздействиях [21]

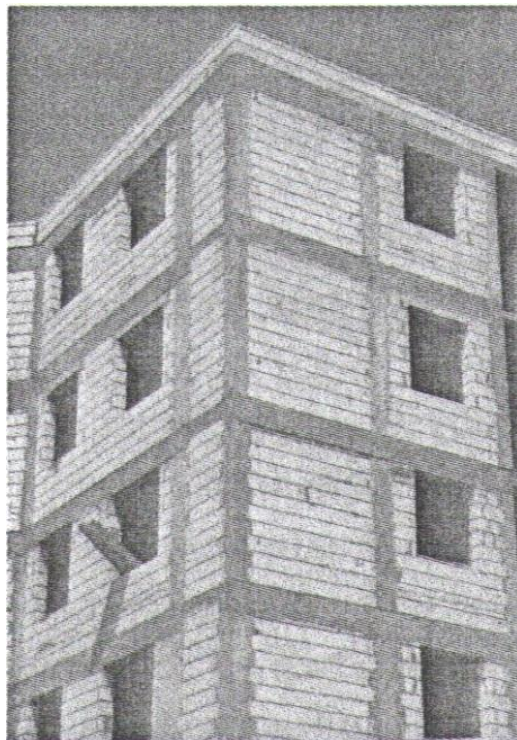
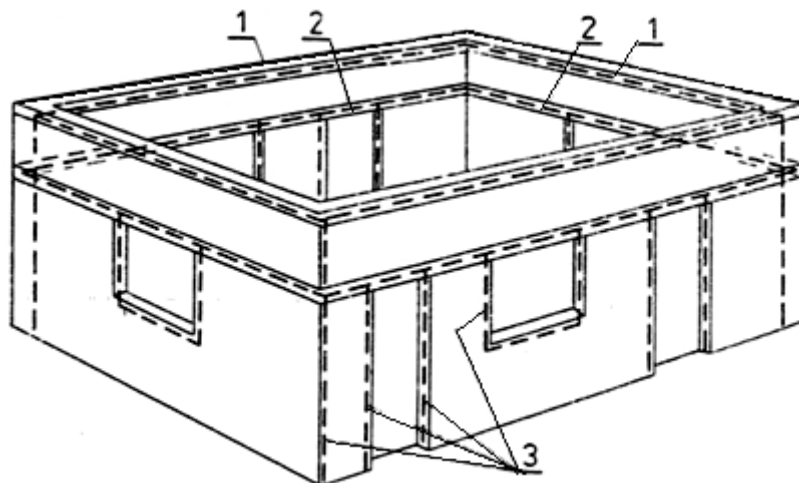
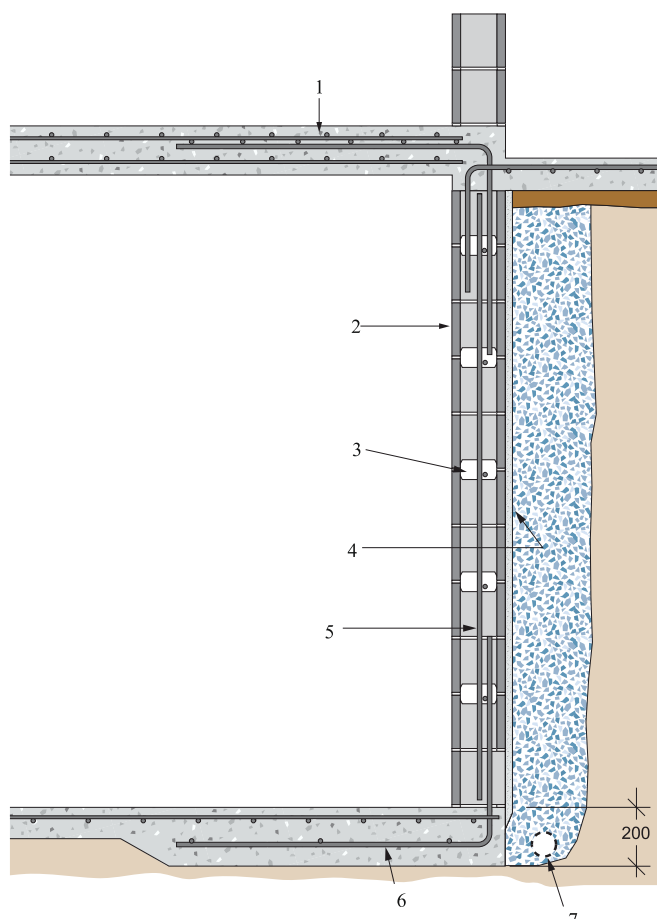


Рисунок В.10 – Вертикальное и горизонтальное армирование каменных стен железобетонным каркасом при сейсмических воздействиях [2,3]



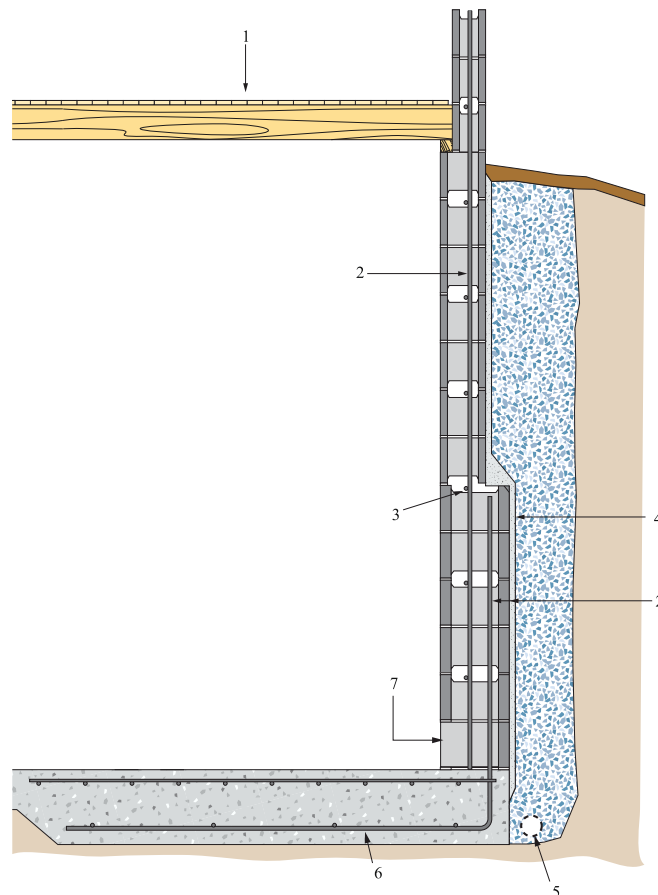
1 – железобетонный армирующий пояс в уровне перекрытия, 2 – железобетонный армирующий пояс в уровне оконных и дверных перемычек, 3 – вертикальная арматура

Рисунок В.11 – Повышение сейсмостойкости каменного здания путем горизонтального и вертикального армирования стен [6]



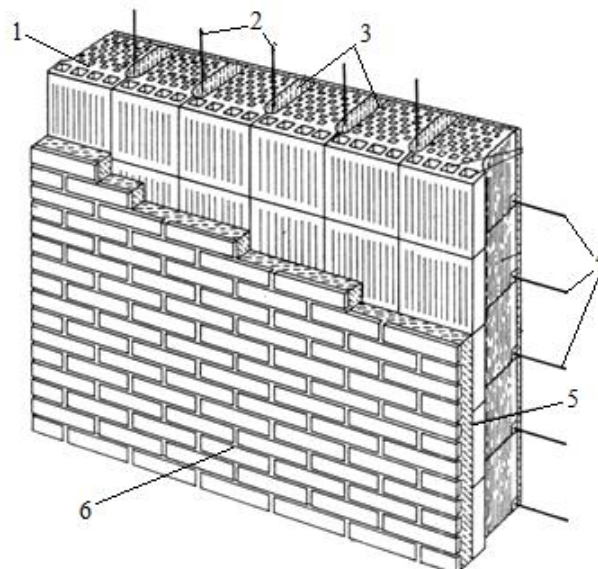
1 – железобетонное перекрытие, 2 – каменная стена подвала, 3 – горизонтальное армирование, 4 – защитный штукатурный слой, 5 – вертикальная арматура, 6 – железобетонный пол, 7 – дренаж

Рисунок В.12 - Армирование стены подвала из бетонных блоков [32]



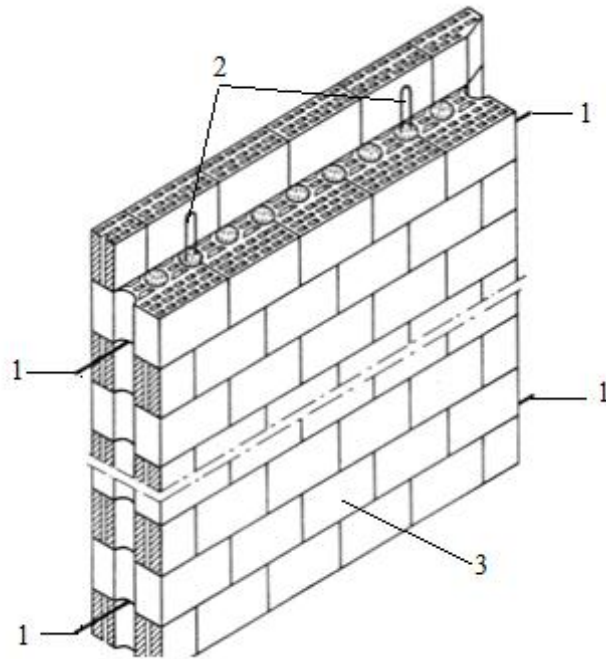
1 – деревянное перекрытие, 2 – вертикальная арматура, 3 – горизонтальная арматура, 4 – гидроизоляция, 5 – дренаж, 6 – арматура железобетонной плиты подвала, 7 – бетонные стеновые блоки

Рисунок В.13 - Армирование стены подвала из бетонных блоков [32]



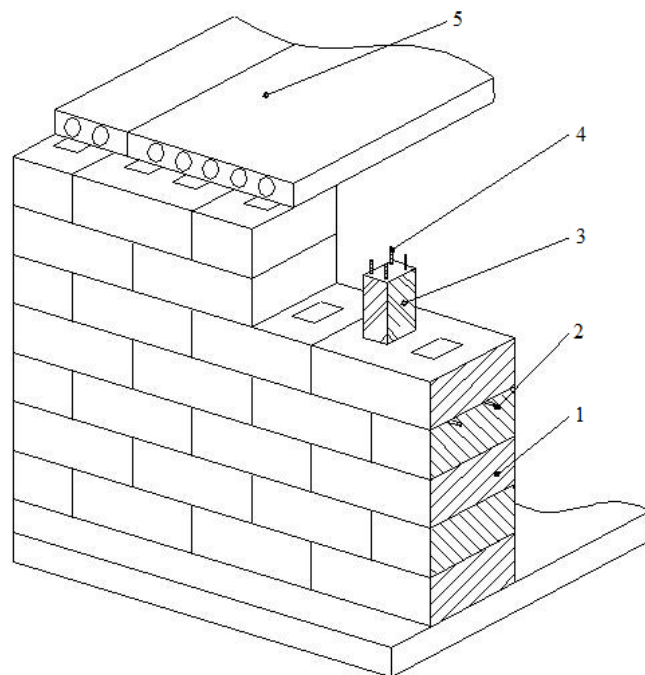
1 – керамические высокопустотные блоки, 2 – вертикальная арматура, 3 – бетон замоноличивания, 4 – горизонтальная арматура, 5 – клеей раствор, 6 – облицовочная плитка

Рисунок В.14 – Армирование каменной стеновой панели заводского изготовления [6]



1 – горизонтальная арматура, 2 – керамические пустотные блоки, 3 – вертикальная арматура с монтажными петлями

Рисунок В.15 – Армирование каменной стеновой панели заводского изготовления [6]



1 – каменная стена из пустотных блоков, 2 – горизонтальная арматура, 3 – бетон заполнения, 4 – вертикальная арматура, 5 – сборные железобетонные плиты перекрытия

Рисунок В.16 – Армирование каменной стены вертикальными и горизонтальными стержнями

Приложение Г
(информационное)

Предварительно напряженные стены

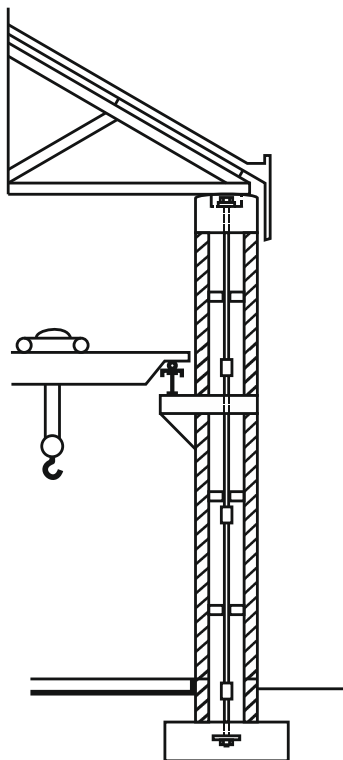
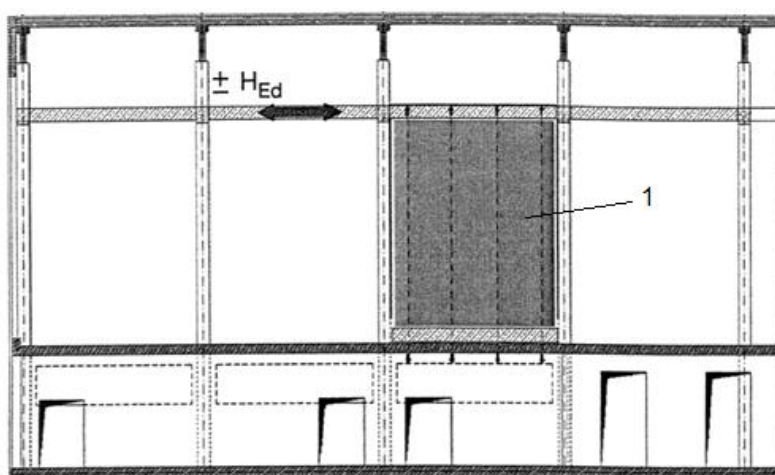
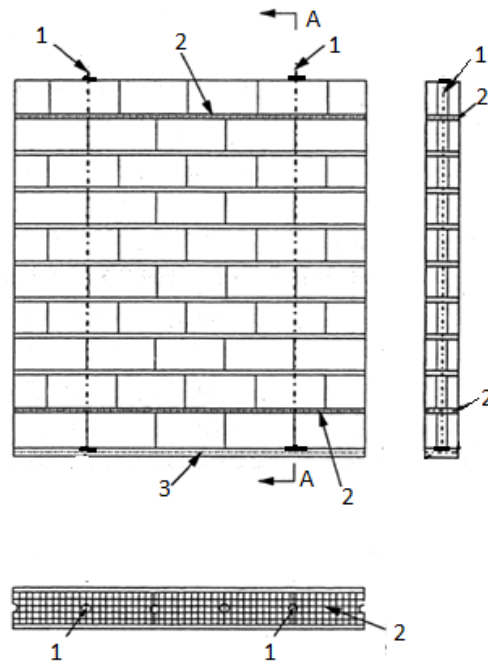


Рисунок Г.1 - Предварительное напряжение каменной стены производственного здания, оборудованного мостовым краном [13]



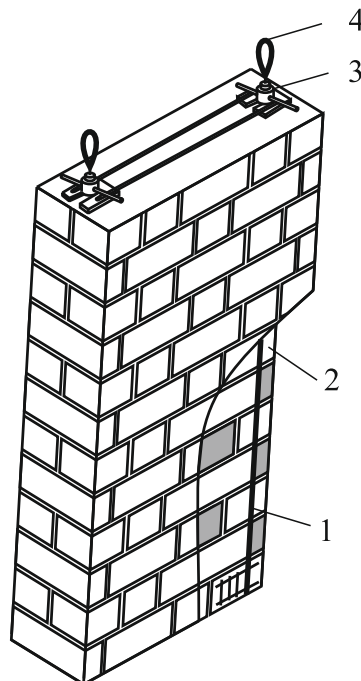
1 – преднапрягаемая каменная перегородка

Рисунок Г.2 – Предварительное напряжение вертикальной арматуры каменной самонесущей перегородки с целью повышения ее трещиностойкости при использовании в качестве вертикальной диафрагмы жесткости каркасного здания [19]



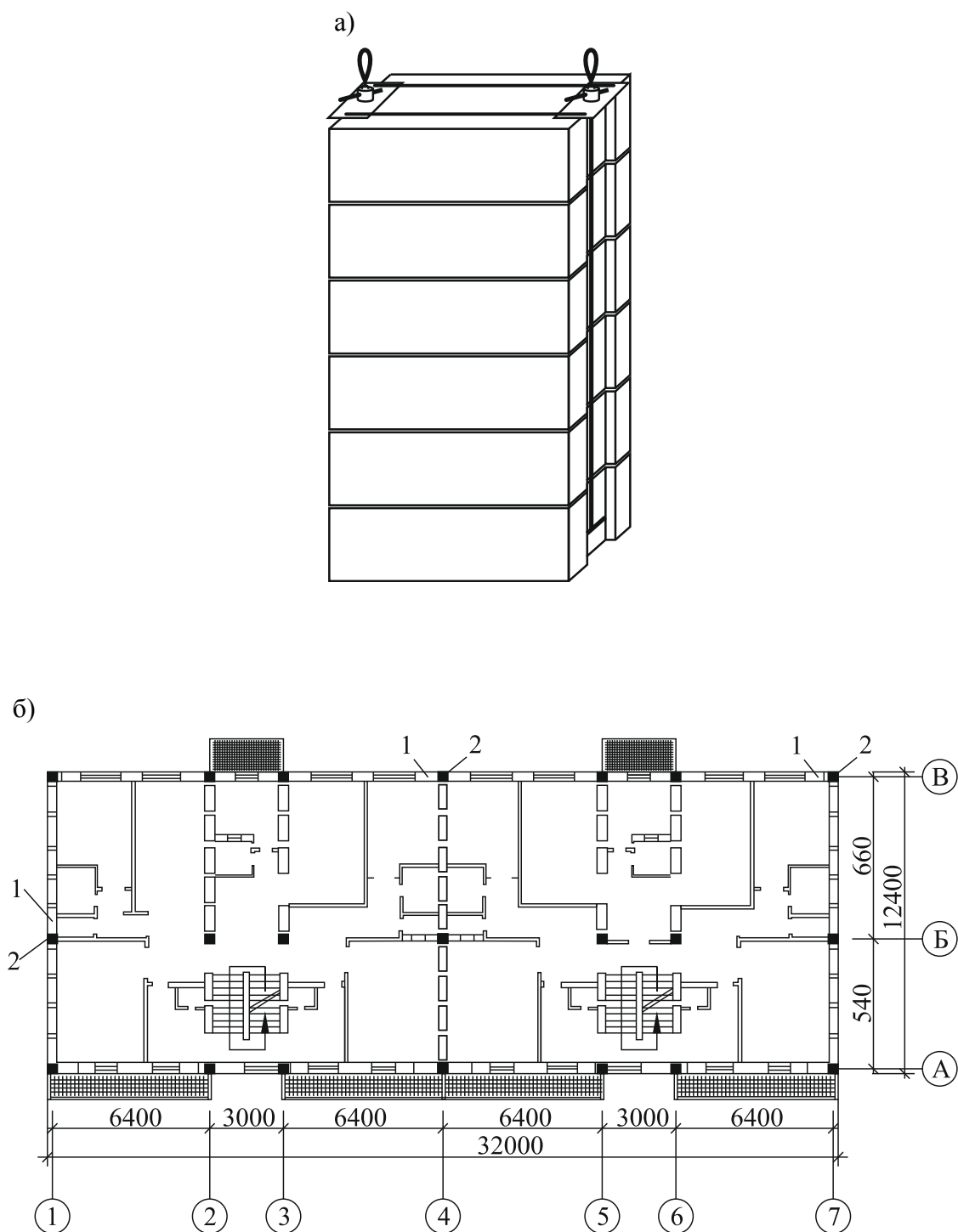
1 – предварительно напрягаемая арматура, 2 – арматурные сетки в горизонтальных растворных швах, 3 – армированный пояс

Рисунок Г.3 – Предварительно напряженная стеновая панель заводского изготовления из силикатных блоков [26]



1 – арматура, 2 – каменная кладка, 3 – упор для анкеровки арматуры после преднапряжения, 4 – монтажные петли

Рисунок Г.4 – Предварительно напряженный стеновой блок заводского изготовления из керамических камней [2]



1 – предварительно напряженные каменные блоки заводского изготовления. 2 – монолитные железобетонные колонны

Рисунок Г.5 – Применение предварительно напряженных каменных блоков (а) при возведении жилого дома (б) в сейсмически активных регионах [2]

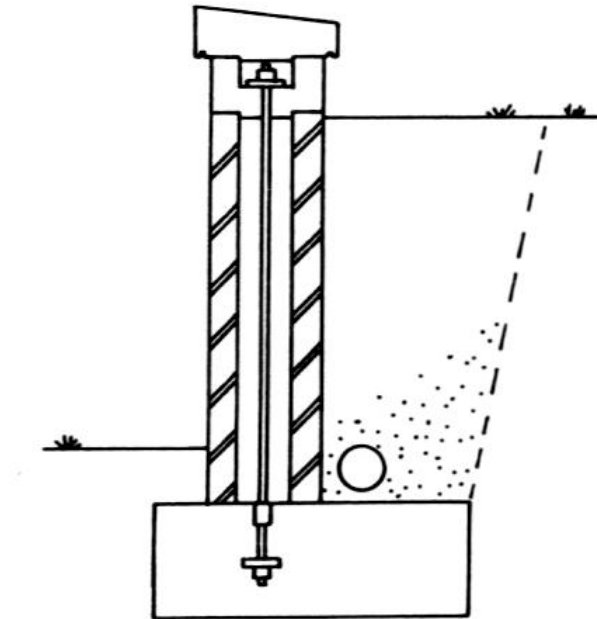
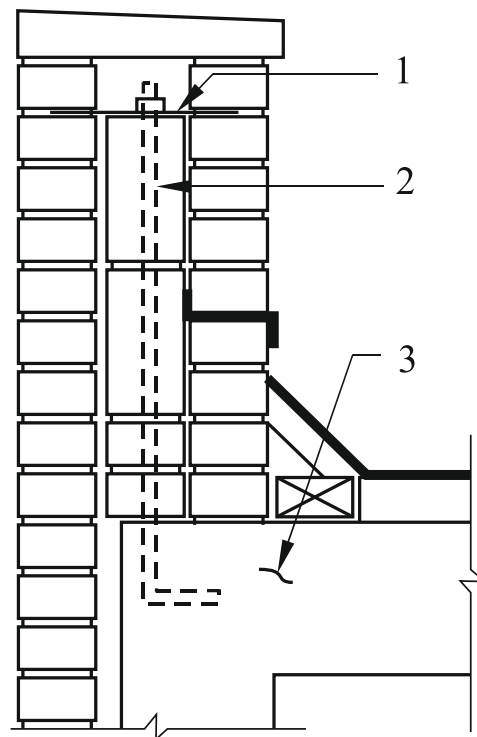


Рисунок Г.6 - Предварительное напряжение каменных опорных стен [13]



1 – анкерка арматуры, 2 – напрягаемая арматура, 3 – железобетонное покрытие
Рисунок Г.7 – Предварительное напряжение парапета каменной стены [31]

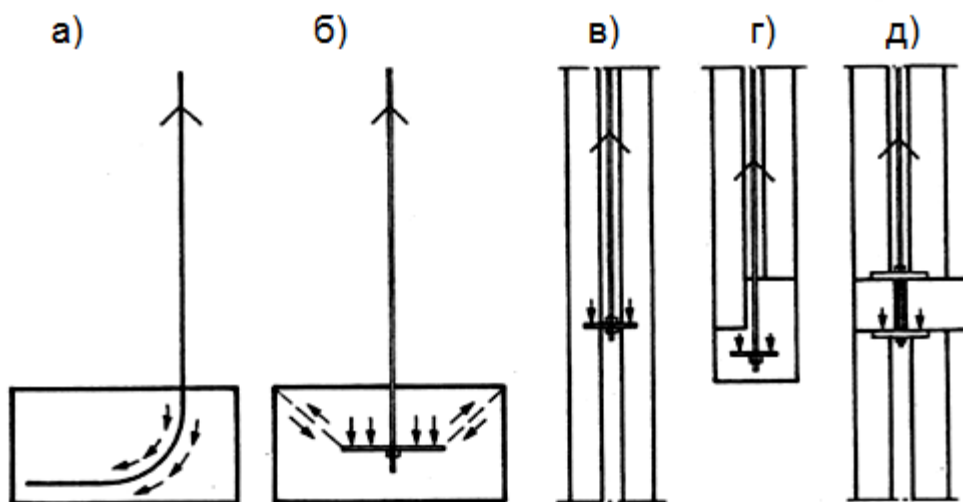
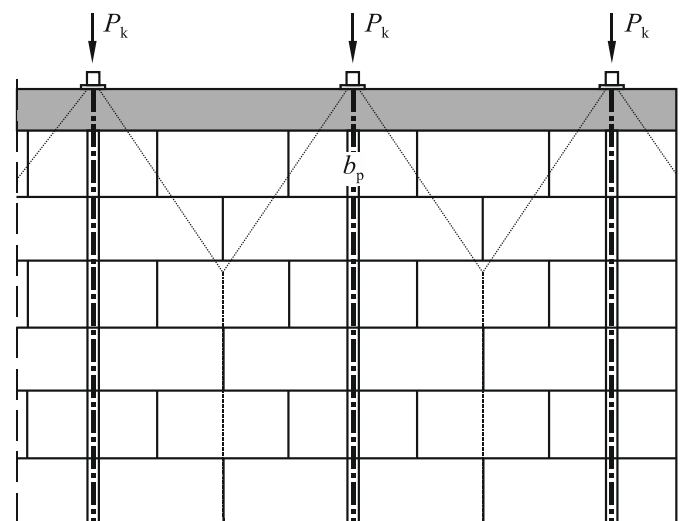
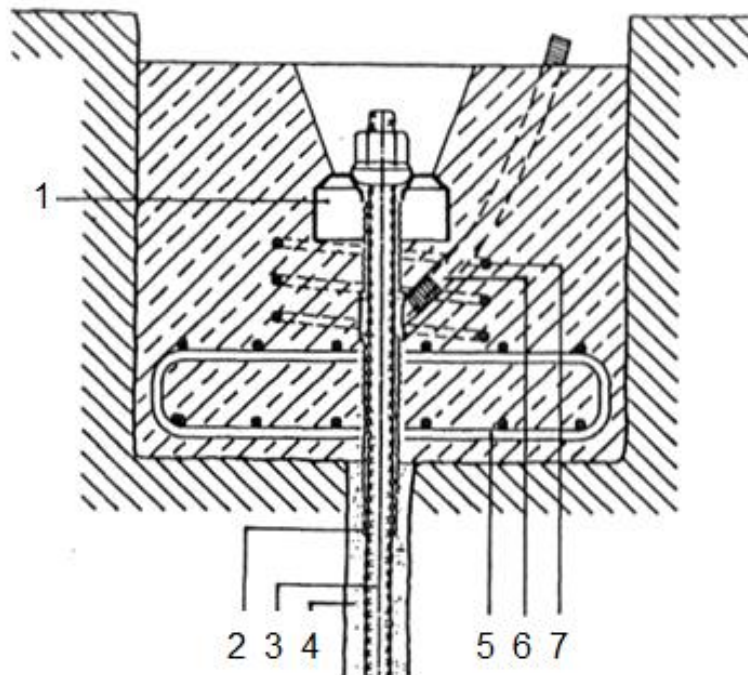


Рисунок Г.8 – Схемы анкеровки предварительно напрягаемой арматуры в нижних участках стены (а,б) – в фундаменте, в) – в анкере осаженном в стене, г) - в железобетонной перемычке, д) – в железобетонном перекрытии) [6]



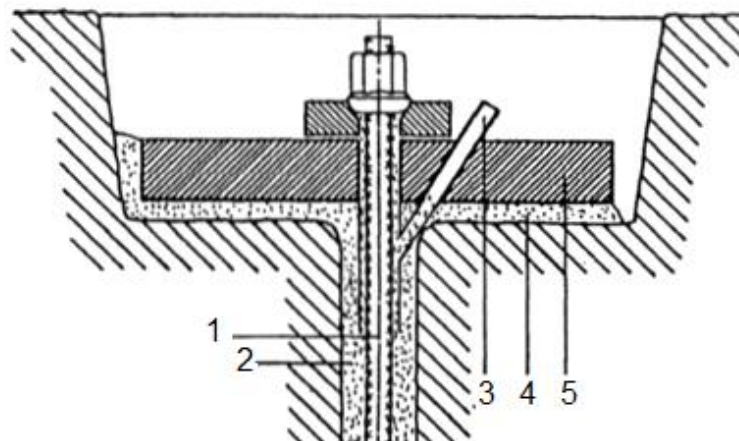
1 – каменная кладка, 2 – железобетонный пояс, 3 – преднапрягаемая арматура, 4 – траектория распределения сжимающих напряжений в кладке

Рисунок Г.9 - Передача усилий предварительного напряжения P_k на каменную кладку стены посредством распределительного железобетонного пояса [19]



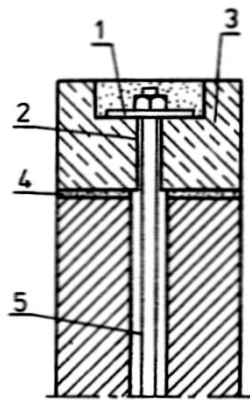
1 – шайба, 2 – полиэтиленовый патрубок, 3 – напрягаемая арматура, 4 – инъецированный раствор,
5 – арматура железобетонного пояса, 6 – патрубок для инъекции строительного раствора,
7 – косвенное армирование в виде спирали

Рисунок Г.10 – Деталь анкеровки напрягаемой арматуры в железобетонном поясе каменной кладки [18]

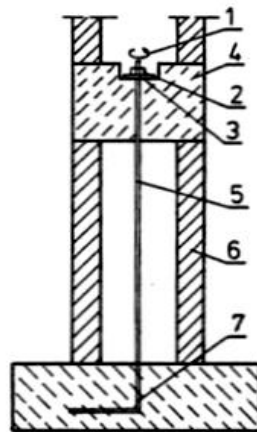


1 – преднапрягаемая арматура, 2 – инъецируемый раствор, 3 – патрубок для инъецирования раствора, 4 – строительный раствор, 5 – металлическая шайба

Рисунок Г.11 – Деталь анкеровки преднапрягаемой арматуры в каменной кладке [18]



1 – шайба, 2 – втулка, 3 – железобетонный пояс, 4 – растворный шов, 5 – преднапрягаемая арматура
Рисунок Г.12 - Анкерование преднапрягаемой арматуры в железобетонном поясе стены [6]



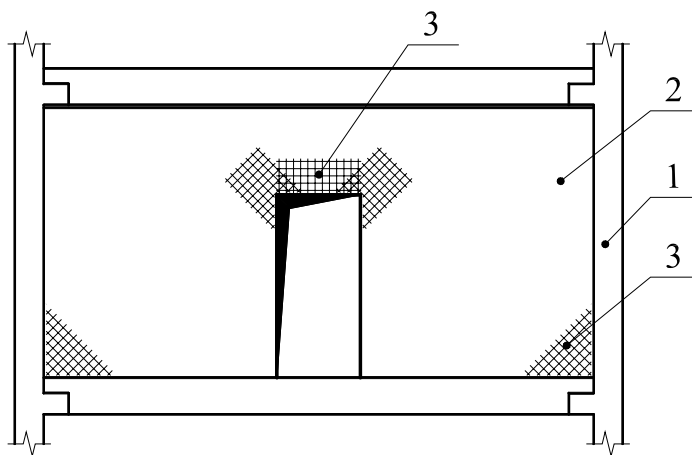
1 – крутящий момент, 2 – гайка, 3 – шайба, 4 – железобетонный пояс, 5 – преднапрягаемая арматура, 6 – каменная стена, 7 – анкерование напрягаемой арматуры в фундаменте
Рисунок Г.13 – Предварительное напряжение многослойной каменной стены [6]

Приложение Д
(информационное)

Поверхностное армирование стен сетками их композитных материалов

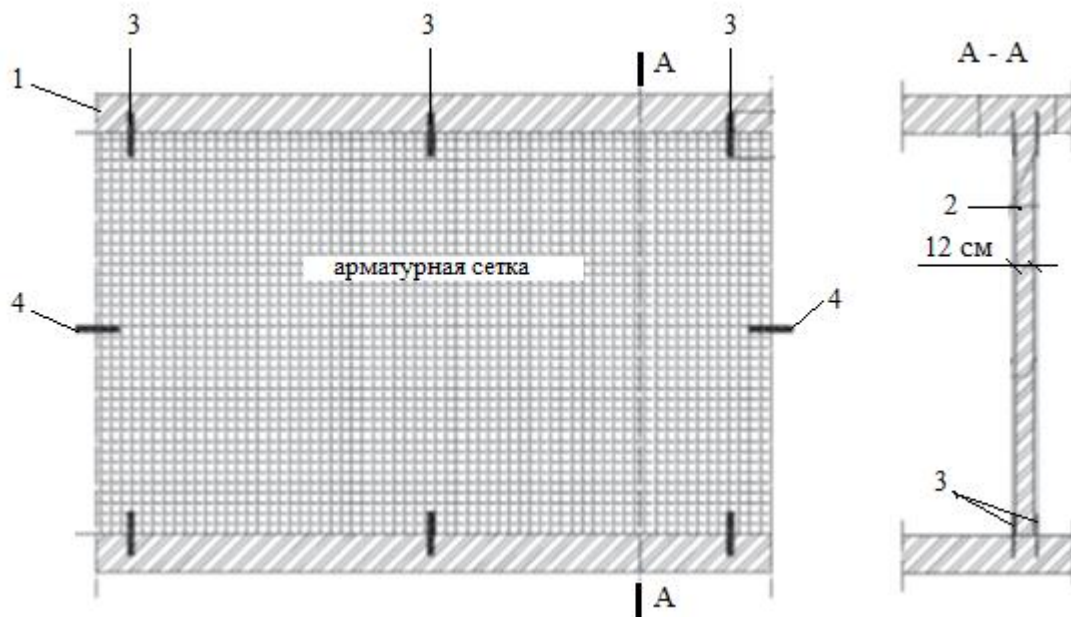


Рисунок Д.1 – Фрагмент каменной стены армируемой сетками из композитных материалов



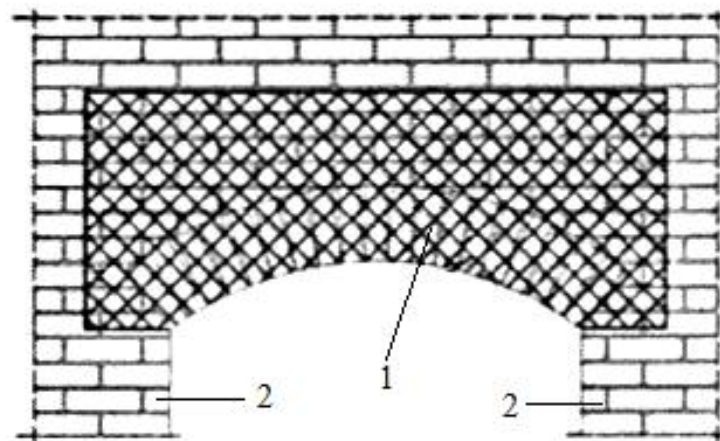
1 – железобетонные колонны, 2 – каменная стена заполнения железобетонного каркаса, 3 – сетки из композитных материалов

Рисунок Д.2 - Армирование сетками из композитных материалов участков каменных стен с концентраторами напряжений [37]



1 – железобетонное перекрытие, 2 – каменная перегородка, 3 – анкерные крепления перегородки к перекрытиям, 4 – анкерные крепления перегородки к поперечным стенам

Рисунок Д.3 - Армирование сетками из композитных материалов каменных перегородок [37]



1 – каменные простенки, 2 – сетка из композитных материалов

Рисунок Д.4 - Армирование сетками из композитных материалов каменных перемычек арочного типа [37]

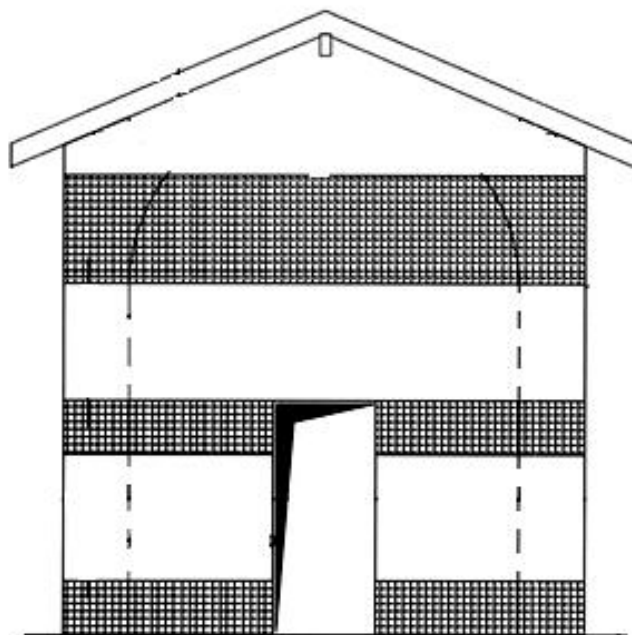
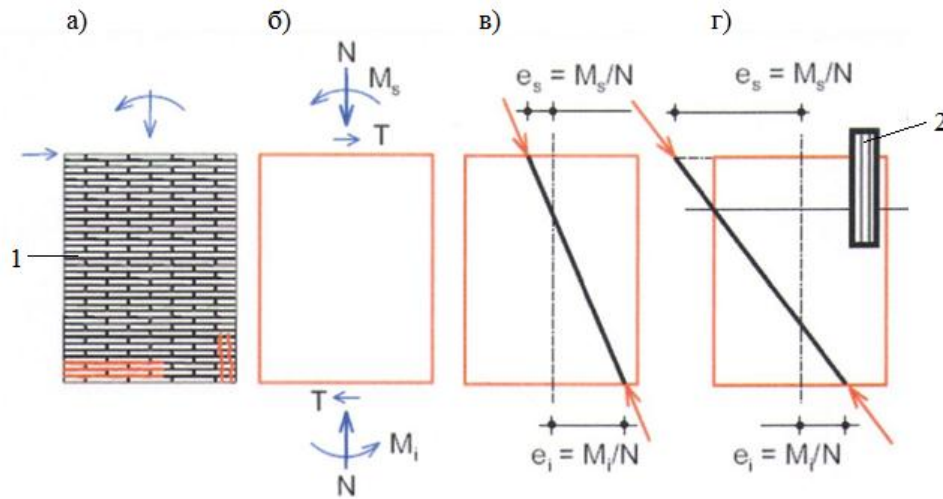


Рисунок Д.5 – Армирование сетками из композитных материалов торцевой стены исторического здания, подверженного сейсмическим воздействиям [37]

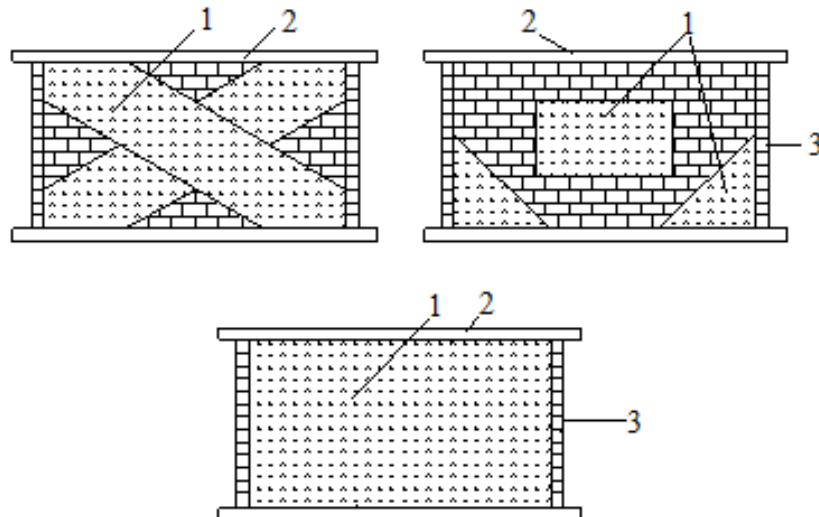


Рисунок Д.6 – Армирование сетками из композитных материалов стен каменного здания, подверженного сейсмическим воздействиям [37]



1 – каменная стена, 2 – сетчатая арматура

Рисунок Д.8 – Нагружение фрагмента стены (а,б) и положение равнодействующих усилий M и N , при котором нет необходимости в поверхностном армировании (в), и когда армирование необходимо (г) [37]



1 – сетки из композитных материалов, 2 – железобетонные перекрытия, 3 – поперечные каменные стены

Рисунок Д.8 – Способы армирования сетками из композитных материалов каменных стен зданий, подверженных сейсмическим воздействиям [37]

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Бедов А.И., Габитов А.И. Проектирование, восстановление и усиление каменных и армокаменных конструкций. Издательство АСВ, Москва, 2008.
2. Измайлов Ю.В. Индустриальное строительство сейсмостойких каменных зданий. Кишинев, 1983.
3. Drobiec L, Jasinski R, Piekarczyk B. Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 (Каменные конструкции в соответствии с Еврокодом 6) . Т.1. Wydawnictwo naukowe PWN, Warszawa, 2013.
4. Gunkler E., Budelmann H. Mauerwerk kompakt für Studium und Praxis (Пособие по каменным конструкциям для изучения и практики). Werner Verlag, Berlin, 2008.
5. Kubica J. Mechanika muru obciążonego w swej płaszczyźnie (Механика каменных конструкций нагруженных в своей плоскости) Gliwice 2012 –Польша.
6. Pierzchlewicz J., Jarmontowicz R. Budynki murowe. Materiały i konstrukcje (Каменные здания. Материалы и конструкции) Arkady, Warszawa, 2004- Польша.
7. Schneider K., Sahner G., Rast R. Mauerwerksbau aktuell 2012. Praxishandbuch für Architekten und Ingenieure (Состояние каменного домостроения на 2012 г. – Германия.
8. Практическое справочное пособие для архитекторов и инженеров). Berlin, 2012.
9. Taly N. Design reinforced masonry structures (Расчет армированных каменных конструкций). New York, 2010 – США.
10. Murfor – Mauerwerksbewehrung. Deutsches Institut für Bautechnik (Murfor - Армирование каменных конструкций. Немецкий институт строительной техники). 2011.
11. DIN 1053 – 3 Bewehrtes Mauerwerk. Berechnung und Ausführung. (Строительные нормы. Армированные каменные конструкции. Расчет и проектирование). – Германия.
12. Fernando F., Sunup M. Provisions for the design of masonry deep beams (Предпосылки для проектирования высоких каменных балок) International Brick and Block Masonry Conference. Brazil, 2012.
13. Guidelines for Structural Use of Reinforced Masonry. Indian Institute of Technology (Указания для применения армированных каменных конструкций. Индийский технологический университет). Kanpur, 2005 - Индия.
14. Hendry A.W. Reinforced and Prestressed Masonry (Армированные и преднапряженные каменные конструкции). New York, 1991 – США.
15. Reinforced Masonry Pier Construction (Армированные каменные конструкции стен). Издательство FEMA №14, 2005 – Англия.
16. Helifix Stress Free Structural Solutions (Конструкционная система армирования Helifix без преднапряжения) London, 2001 – Англия.
17. Mawhofer Chr. Reinforced masonry walls under blast loading . International Journal of Mechanical Sciences (Армированные каменные стены при динамических воздействиях. Международный журнал теоретической механики). №44, 2002.
18. Jager W., Bair G., Schoops P. Bewehrtes Mauerwerk nach dem überarbeiteten Eurocode 6. Teil 1-1 (Армированные каменные конструкции в соответствии с разрабатываемыми Европейскими нормами 1996-1-1). Ежемесячный журнал «Каменные конструкции» (Mauerwerk) №1 2004г – Германия.

19. Ежегодник каменных конструкций. Издательство Ernst & Sohn. Берлин (Mauerwerk - Kalender, Ernst & Sohn. Berlin) 2011 г. – Германия.
20. Ежегодник каменных конструкций. Издательство Ernst & Sohn. Берлин (Mauerwerk - Kalender, Ernst & Sohn. Berlin) 2007 г. – Германия.
21. Ежемесячный журнал «Каменные конструкции» (Mauerwerk) №6 2009г – Германия.
22. Ежемесячный журнал «Каменные конструкции» (Mauerwerk) №1 2004г – Германия.
23. Ежемесячный журнал «Каменные конструкции» (Mauerwerk) №1 2006г – Германия.
24. www.solbetperfekt.pl.
25. www.xella.pl.
26. www.thermopor.de.
27. www.kalksandstein.de.
28. www.mauerwerksbewehrung.de.
29. www.mfixings.de.
30. www.ziegeleien.de.
31. www.mapei.pl.
32. www.helifix.com.
33. www.boral.com.au/masonry.
34. www.murfor.de.
35. www.habe.pl.
36. www.arda.com.pl.
37. www.ruredil.it.
38. www.pro-armatura.ru.

УДК 624.012.04(083.74)

МКС 91.010.30; 91.080.30

Ключевые слова: каменные конструкции, армированные стены, вертикальные нагрузки, горизонтальные нагрузки, статический расчет

Ресми басылым

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

ҚР НТҚ 06-01-1.2-2013

**АРМАТУРАЛАНҒАН ТАС ҚАБЫРҒАЛАРДЫ ВЕРТИКАЛЬ ЖӘНЕ
ГОРИЗОНТАЛЬ ЖҮКТЕМЕЛЕРДІҢ ӘРЕКЕТІНЕ ЖОБАЛАУ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

НТП РК 06-01-1.2-2013

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ АРМИРОВАННЫХ КАМЕННЫХ СТЕН НА
ДЕЙСТВИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная