

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

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

**КӨПРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ.
АҒАШ КӨПРЛЕР БӨЛІМІ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ.
ЧАСТЬ. ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ**

**ҚР НТҚ 05-02.1-2012
(ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011)
НТП РК 05-02.1-2012
(к СН РК EN 1995-2:2004/2011)**

**Ресми басылым
Издание официальное**

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

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

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

- | | |
|--------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1. ӘЗІРЛЕГЕН: | «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	V
1 Қолдану саласы	1
2 Нормативтік сілтемелер.....	1
3 Терминдер мен анықтамалар	4
4 Белгілер мен қысқартулар	5
4.1 Латын алфавитінің бас әріптері	5
4.2 Латын алфавитінің кіші әріптері	7
4.3 Грек алфавитінің кіші әріптері.....	10
5 Ағаш көпірлерді жобалау бойынша жалпы ережелер	11
5.1 Жалпы мағлұматтар	11
5.2 Көпірлердің габариті.....	11
5.3 Жаяу жүргіншілер өтетін көпірлер.....	15
5.4 Көлік өтетін көпірлер.....	17
5.5 Көпірлердің конструкцияларына қойылатын негізгі талаптар.....	20
5.6 Желімделген ағаштан, LVL немесе фанерадан жасалатын көпірлердің аралық құрылыстары арқалықтарының конструкциясына қойылатын талаптар	26
5.7 Желімделген ағаштан жасалатын көпірлердің аралық құрылыстарының жиектері мен аркалардың конструкциясына қойылатын талаптар.....	31
5.8 Желімделген ағаштан немесе LVL жасалатын көпірлердің аралық құрылыстарының фермаларының конструкциясына қойылатын талаптар	33
5.9 Көпірлер төсемдерінің көп қабатты алдын ала кернелген ағаш плиталарына қойылатын талаптар.....	34
5.10 Ағаш конструкцияларын ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 және ҚР ҚН EN 1995-1-1:2004+A 1:2008/2011 талаптарына сәйкес жобалау негіздері	38
6 Материалдар	45
6.1 Материалдардың қасиеттері.....	45
6.2 Тұтас ағаш.....	50
6.3 Қабатты желімделген ағаш.....	51
6.4 LVL	57
6.5 Фанера	59
6.6 Желімдер	60
7 Көпірлердің ағаш конструкциясы элементтерінің статикалық есептерінің негіздері.....	61
7.1 Төсемнің көп қабатты ағаш тақталарын есептеу ерекшеліктері	61
7.2 Ағаш-бетонды тақталарды есептеу ерекшеліктері	62
7.3 Жиектерді, фермаларды және аркаларды есептеу ерекшеліктері	64
8 Көпірлердің ағаш конструкциясы элементтерінің көтергіш қабілетінің шектік күйі және пайдалануға жарамдылығы бойынша есептеу	64
8.1 Көпірлердің ағаш конструкция элементтерін көтергіш қабілеттің шектік күйі бойынша есептеу	64
8.1.1 Төсемнің көп қабатты ағаш тақталарының есебі	65

8.1.2 Көпірлердің ағаш конструкцияларының орталықтан-созылған элементтерін есептеу.....	68
8.1.3 Көпірлердің ағаш конструкцияларының орталықтан-сығылған элементтерін есептеу.....	70
8.1.4 Көпірлер конструкциясы элементтерінің ағаш талшықтары көлденең сығылатын тіреуіш аудандарын есептеу	74
8.1.5 Көпірлер конструкциясы элементтерінің ағаштың талшықтары бағытында а бұрышымен сығылған тіреуіш аудандарын есептеу	75
8.1.6 Көпірлердің ағаш конструкциясының иілетін элементтерін есептеу.....	75
8.1.7 Көпірлердің ағаш конструкциясының сығылған-иілген элементтерін есептеу	80
8.1.8 Көпірдің ағаш конструкцияларының ширатылатын элементтерін есептеу.....	81
8.1.9 Тегіс жұқа тақтайлы қабырғалары бар желімделген арқалықтарды есептеу.....	81
8.1.10 Кернеудің жиі өзгеруіне ұшыраған көпірлердің ағаш конструкцияларының элементтерін есептеу	89
8.2 Көпірлердің ағаш конструкцияларының элементтерін пайдалану жарамдылығының шекті күйлері бойынша есептеу	92
8.2.1 Арқалықтардың, плиталардың және фермалардың иілген жерлерін анықтау	92
8.2.2 Жаяу жүргіншілердің әсерінен ағаш көпір элементтерінің тербелісі.....	94
9 Көпірдің ағаш конструкциясы элементтерінің қосылыстарын есептеу	97
9.1 Жалпы талаптар	97
9.2 Сына түріндегі қосылыстарды есептеу.....	98
9.3 Металл сақина кілтектерді қолдану арқылы қосылыстарды есептеу	103
9.4 Бетонның ағашпен қосылыстарын есептеу	107
10 Ағаш көпірлерінің конструкцияларын дайындау, монтаждау және сапасын бақылау	110
А қосымшасы (ақпараттық) Ағаш көпірлерді жіктеу және олардың қолданылу саласы ..	118
Б қосымшасы (ақпараттық) Есептеу мысалдары	126
Библиография	141

КІРІСПЕ

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

Осы нормативті-техникалық құралда:

– ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 1-9 тарауларында мазмұндалған ағаш немесе өзге ағаш материалдардан жасалған көпірлердің конструкциялық бөлшектерін жобалау қағидалары мен ережелері;

– ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 1-9 тарауларында мазмұндалған ережелер, дамыту қағидалары мен ережелер ;

– ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 1-9 тарауларына келтірілген қағидалар мен ережелерді толықтыратын ұсынымдар мен балама ережелер;

– ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 1-9 тарауларыны ережелерінің қолданылуын көрсететін мысалдар ұсынылған.

Осы нормативті-техникалық құралды әзірлеу кезінде ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 ережелерімен қатар:

– ҚР ҚН EN 1995-1-1:2004+A 1:2008/2011 , ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 және ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 Ұлттық қосымша ережелері;

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

– ҚР ҚН EN 1995-1-1:2004+A 1:2008/2011 «Ағаш конструкцияларды жобалау – 1-1 бөлім. Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер» тиісті ережелері;

– ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 «Конструкцияларға келтірілетін әсерлер – 2-бөлім. Көлім жүктемесі» тиісті ережелері;

– ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 талаптарын толықтыратын және оларға қайшы келмейтін беріктілік теориясының кейбір жалпыға ортақ ережелері;

– Ағаш конструкциялардың беріктілігі мен ұзақ қызмет атқаруын бағалау саласындағы маманданған шетелдік ұйымдармен орындалған жобалық шешімдер мен зерттеулердің сынақталған нәтижелері ескерілген.

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

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

КӨПІРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ. АҒАШ КӨПІРЛЕР БӨЛІМІ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ. ЧАСТЬ. ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ

Енгізілген күні - 2015-07-01

1 ҚОЛДАНУ САЛАСЫ

1.1 Осы нормативтік-техникалық құрал «Көпірлерді жобалау. Ағаш көпірлер бөлімі» (әрі қарай – құрал) ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 ережелеріне сәйкес көпірлерді жобалау кезінде ағаш конструкциялардың, соның ішінде ағаш конструкциялардың тексерілген бөлшектерінің көтеру қабілеті мен пайдаланушылық жарамдылығының шекті жағдайы бойынша есептелу тәртібін белгілейді.

1.2 Осы құралда ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 ережесіне түсініктемелер беріліп, нақтыланады. Осы оқулықта әсердің жіктелуі мен топтасуы бойынша түсініктемелер беріледі, сондай-ақ ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 және ҚР ҚН EN 1995-1-1:2004+A 1:2008/2011 ережелеріне сәйкес көпірлердің ағаш конструкцияларының құрылуы мен бірігуіне, материалдарына қойылатын талаптар келтіріледі.

1.3 Осы құрал көпірлердің отқа төзімділігінің ескерілуімен ағаш конструкциялардың жобалануына таралмайды.

Ескертпе – Тиісті талаптар ҚР ҚН EN 1995-1-1:2004+A 1:2008/2011 және ҚР ҚН EN 1995-1-2:2004/2011 белгіленген.

1.4 Осы құрал жобалау ұйымдарының, инженерлік-техникалық жұмыскерлеріне, жобалау өнімінің тапсырыс берушілеріне, жоғары оқу орындарының студенттері мен оқытушыларына арналған.

2 НОРМАТИВТІК СІЛТЕМЕЛЕР

Осы нормативтік-техникалық құралдарды қолдану үшін келесі сілтемелік нормативтік құжаттар қажет. Мерзімі көрсетілген сілтемелер үшін сілтеме құжаттың аталған басылымы ғана қолданылады, мерзімі көрсетілмеген сілтемелер үшін сілтеме құжаттың соңғы басылымы (барлық өзгертулерін қоса) қолданылады:

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

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

ҚР ҚН EN 1991-1-1:2002/2011 Күш түсетін конструкцияларға әсер ету. 1-1 бөлімі. Өзіндік салмағы, ғимаратқа түсетін тұрақты және уақытша жүктемелер.

ҚР ҚН EN 1991-1-3:2003/2011 Күш түсетін конструкцияларға әсер ету. 1-3 бөлімі. Жалпы әсер ету. Қар жүктемелері.

ҚР ҚН EN 1991-1-4:2005/2011 Күш түсетін конструкцияларға әсер ету. 1-4 бөлімі. Жалпы әсер ету. Желдің әсер етуі.

ҚР ҚН EN 1991-1-5:2003/2011 Күш түсетін конструкцияларға әсер ету. 1-5 бөлімі. Жалпы әсер ету. Температуралық әсер ету.

ҚР ҚН EN 1991-1-6:2005/2011 Күш түсетін конструкцияларға әсер ету. 1-6 бөлімі. Жалпы әсер ету. Құрылыс жұмыстарын жүргізу кезіндегі әсер ету.

ҚР ҚН EN 1991-1-7:2006/2011 Күш түсетін конструкцияларға әсер ету. 1-7 бөлімі. Жалпы әсер ету. Апаттық әсер ету.

ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 Күш түсетін конструкцияларға әсер ету. 2-бөлім. Көпірлерге түсетін көліктік жүктемелер.

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2004+A 1:2008/2011 Ағаш конструкцияларды жобалау. 1-1 бөлімі. Жалпы ережелер және ғимараттарға арналған ережелер

ҚР ҚН EN 1995-1-2:2004/2011 Ағаш конструкцияларды жобалау. 1-2 бөлімі. Конструкцияларды өрттің әсер етуінің есебімен жобалаудың жалпы ережелері.

ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 Ағаш конструкцияларды жобалау. 2-бөлім. Көпірлер.

ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011 Геотехникалық жобалау. 1-бөлім. Жалпы ережелер.

ҚР СТ ИСО 9000 Сапа менеджменті жүйесі. Негізгі ережелер мен сөздік.

ҚР СТ EN 351-1 Ағаш пен ағаш бұйымдардың беріктілігі. Қорғайтын құрал сіңірілген бүтін ағаш. 1-бөлім. Сіндірменің жіктелуі және қорғайтын құралдың ұсталуы.

ҚР СТ EN 351-2 Ағаш пен ағаш бұйымдардың беріктілігі. Қорғайтын құрал сіңірілген бүтін ағаш. 2-бөлім. Қорғайтын құралмен өңделген ағашты зерттеу үшін сынама алу бойынша нұсқаулық.

ҚР СТ EN 385 Құрылыс ағаш материалдарындағы тісшелі бірігулер. Пайдаланушылық сипаттамаларға қойылатын талаптар және өндіріске қойылатын минималды талаптар.

ҚР СТ EN 1380 Ағаш конструкциялары. Сынау әдістері. Шегелердің, бұрандалардың, дюбельдер мен бұрандамалардың көмегімен жүктеме түсіретін бірігулер.

ҚР СТ EN 12369-1 Ағаш плиталар. Конструкцияларды жобалауға арналған сипаттамалық мәндер. 1-бөлім. OSB, ағаш жоңқалы және ағаш талшықты плиталар.

ҚР СТ EN 14080 Ағаш конструкциялары. Желімделген көп қабатты ағаш. Талаптар.

ҚР СТ EN 14081-1 Ағаш конструкциялары. Беріктілігі бойынша сұрыпталған тікбұрыш қималы көтеру арнауындағы құрылыс ағашы. 1-бөлім. Жалпы талаптар.

ҚР СТ EN 14279 LVL. Спецификациялар, анықтамалар, жіктелуі және қойылатын талаптар.

ҚР СТ EN 14374 Ағаш конструкциялары. Конструкцияланған жұқа тақтайлы қатпарлы кесілген материал. Техникалық талаптар.

ҚР НТП-05-01-2011 Ағаш конструкцияларды жобалау. 1-бөлім. Ағаш конструкцияларды конструкциялау.

EN 301* Желім құрамдары, фенолдар және көтергіш ағаш бөлшектердің аминқаттары. Жіктелуі және көрсеткіштерге қойылатын талаптар.

EN 313-2* Жұқа тақтай. Жіктелуі және терминология. 2-бөлім. Терминология.

EN 314-1* Жұқа тақтай. Желімделу сапасы. 1-бөлім. Сынау әдістері.

EN 314-2* Жұқа тақтай. Желімделу сапасы. 2-бөлім. Қойылатын талаптар.

EN 322 Ағаш плиталар. Ылғалды анықтау.

EN 324-1* Ағаш плиталар. Плиталардың көлемін анықтау. 1-бөлім. Қалыңдығын, енін және ұзындығын анықтау.

EN 324-2* Ағаш плиталар. Плиталардың көлемін анықтау. 2-бөлім. Жиектемелердің тікбұрыштылығы мен тіксызықтығын анықтау.

EN 335-1* Ағаш пен ағаш бұйымдардың беріктілігі. Кластарды анықтау. 1-бөлім. Жалпы ережелер.

EN 335-2* Ағаш пен ағаш бұйымдардың беріктілігі. Биологиялық зақымдалу кластарын анықтау. 2-бөлім. Бүтін ағаш қолдану.

EN 335-3* Ағаш пен ағаш бұйымдардың беріктілігі. Биологиялық зақымдалу кластарын анықтау. 3-бөлім. Ағаш плиталарға қолдану.

EN 336* Конструкциялық ағаш. Қылқан жапырақтылар мен терек ағаштар. Көлемі. Рұқсат етілетін ауытқулар.

EN 338* Конструкциялық ағаш. Беріктілік кластары.

EN 350-1* Ағаш пен ағаш бұйымдардың беріктілігі. Бүтін ағаштың табиғи беріктілігі. 1-бөлім. Қорғайтын тығыздаманы және ұстау қабілетін жіктеу.

EN 350-2* Ағаш пен ағаш бұйымдардың беріктілігі. Бүтін ағаштың табиғи беріктілігі. 2-бөлім. Ағаштың жекелеген түрлерінің табиғи беріктілігі мен өңделуі бойынша нұсқаулық.

EN 384* Конструкциялық ағаш. Механикалық қасиеттер мен тығыздықтың сипаттамалық мәндерін анықтау.

EN 386* Желімделген ағаш. Дайындалуына қойылатын талаптар.

EN 390* Көп қатпарлы желімделген ағаш. Көлемі. Рұқсат берілетін ауытқулар.

EN 408* Ағаш конструкциялары. Конструкциялық бүтін және желімделген қатпарлы ағаш. Кейбір физикалық және механикалық қасиеттерін анықтау.

EN 636* Желімделген жұқа тақтай. Қойылатын талаптар.

EN 789* Ағаш конструкциялары. Сынау әдістері. Ағаш плиталардың механикалық сипаттамаларын анықтау.

EN 912* Ағаш бекітпе бөлшектер. Ағашқа арналған коннекторлардың жіктемелері.

EN 1058* Ағаш плиталар. Механикалық қасиеттер мен тығыздықты анықтау.

EN 1193* Ағаш конструкциялары. Конструкциялық бүтін және желімделген ағаш. Қосымша физикалық және механикалық қасиеттерді анықтау.

EN 1194* Ағаш конструкциялары. Көп қатпарлы желімделген ағаш. Беріктілік кластары және сипаттамалық мәндерді анықтау.

* ҚР СТ 1.9 сәйкес қолданылады

EN 14081-2* Ағаш конструкциялары. Беріктілігі бойынша сұрыпталатын тікбұрыш қималы құрылыс ағашы. 2-бөлім. Машиналы сұрыптау. Типтік үлгінің алдын ала сыналуына қойылатын қосымша талаптар.

EN 14081-3* Ағаш конструкциялары. Беріктілігі бойынша сұрыпталатын тікбұрыш қималы құрылыс ағашы. 3-бөлім. Машиналы сұрыптау. Зауыттық өндіріс бақылауына қойылатын қосымша талаптар.

EN 15228* Конструкциялық ағаш. Биологиялық зақымдалудан қорғайтын құралдармен өңделген конструктивті ағаш.

EN 14545* Ағаш конструкциялары. Коннекторлар. Қойылатын талаптар.

EN 26891* Ағаш конструкциялары. Механикалық бекітпе бөлшектердегі бірігулер. Беріктілік мен майысу сипаттамаларын анықтаудың жалпы ұстанымдары.

Ескертпе – Осы нормативті-техникалық құралды пайдалану кезінде сілтемелік нормативтік құжаттардың қолданыс күшін жыл сайын шығарылатын ақпараттық «Қазақстан Республикасында қолданылатын сәулет, қала құрылысы және құрылыс саласындағы нормативті құқықтық және нормативті-техникалық актілердің тізімінің», «Қазақстан Республикасының стандарттау жөніндегі нормативті құжаттар көрсеткішінің» және «Мемлекет аралық нормативті құжаттар көрсеткішінің» ағымдағы жылы жарияланған сандары бойынша тексерген жөн. Егер сілтемелік құжат алмастырылса (өзгертілсе), онда осы Мемлекеттік нормативті қолдану кезінде ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу қажет. Егер сілтемелік құжат ауыстырылмай күші жойылса, онда оған сілтемесі бар ереже осы сілтемеге қатысты емес бөлігінде қолданылады.

3 ТЕРМИНДЕР МЕН АНЫҚТАМАЛАР

Осы құралда ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, ҚР ҚН EN 1995-1-1:2004+A1:2008/2011 және ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 белгіленген терминдер мен анықтамалар, сондай-ақ тиісті анықтамасы бар төмендегідей терминдер қолданылған:

3.1 Науалармен бірігу (grooved connection): Басқа бөлшектің өзара әсер ету бетіне салынған бір бөлшектің ажырамайтын бөлшегінен тұратын жылжуға жұмыс істейтін бірігу. Өзара әсер ету бөліктері әдетте, механикалық біріктіру бөлшектерінің көмегімен бірге ұсталады.

3.2 Төсемнің көп қатпарлы плиталары (laminated deck plates): Қатпарлы материалдан дайындалған, бүйірінен қойылған немесе жалпағынан жатқызылған, механикалық біріктіру бөлшектерінің көмегімен немесе желімделіп бірге ұсталып тұратын төсем плиталары.

3.3 Төсемнің кернеулі көп қатпарлы плиталары (stress-laminated deck plates): Алдын ала кернеу арқылы бірге ұсталып тұратын кесілген немесе жонылған жабындары бар жалпағынан жатқызылған қатпарлары бар төсемнің көп қатпарлы плиталары.

3.4 Қатпарлары айқастырылып орналастырылған төсем плиталары (cross-laminated deck plates): Қатпарлардағы (айқасқан немесе әр бұрыштағы) талшықтардың бағыты әртүрлі қатпарлардан дайындалған төсемнің көп қатпарлы плиталары. Қатпарлар бірге желімделеді немесе механикалық біріктіру бөлшектерімен біріктіріледі.

3.5 Алдын ала кернеу (pre-stressing): Конструкцияға түсетін бақыланатын салмақтың және/немесе майысудың салдарынан үздіксіз келтірілетін әсер.

* ҚР СТ 1.9 сәйкес қолданылады

3.6 Ағаш ағымы (timber drifting): Барлық таулы аймақтар бойынша кең таралатын, осы құбылысты есепке алмай жобаланған, көпір өткелдеріне қатару әсерін әкелетін, ағаштардың ұшар бастары мен тамыр жүйесінің құлап аққандағы қозғалысы.

3.7 Жабық көпір (tubular bridge): Жүру бөлігінің аралық құрылысынан және қоршау конструкцияларынан (қабырға және аражабын) тұратын көпір.

3.8 LVL (structural laminated veneer lumber): қылқан тұқымды аршылған кілтекті көп қабатты желімдеу технологиясы бойынша әзірленген конструктивті материал.

3.9 Габариттік жақындау (safety margin): Кейбір көпір элементінің немесе оған қойылған құрылғылардың ішіне кіруі тиіс емес көлденең шекті нобайы (жүру бөлігі осіне перпендикуляр жазықтықта)

Ескертпе – Мысал болып, стержендердің немесе тартылатын арматураның көмегімен төсемнің ағаш плиталарының алдын ала көлденең кернеуі табылады.

4 БЕЛГІЛЕР МЕН ҚЫСҚАРТУЛАР

Құралда келесі белгілер қабылданды:

4.1 Латын алфавитінің бас әріптері

- A – көпір төсемесінің ауданы; апатты әсер; көлденең қиманың ауданы;
- A_{ef} – талшықтарға көлденең сығылған уақыттағы байланысты тиімді ауданы; желім-жұқа тақтайлы арқалықтың көлденең қимасының барабар ауданы;
- A_f – сөренің көлденең қимасының ауданы;
- A_k – көлік құралдарынан келтірілетін апатты әсердің A_k сипаттамалық мәндері; көлденең қиманың барабар ауданы;
- A_{net} – босау мен бірігудің ескерілуімен нетто қиманың ауданы;
- A_w – қабырғаның көлденең қимасының ауданы;
- B – қатпарлы желімделген ағаштан жасалған бөлшектің көлденең қимасының ені;
- C – плитаның көлденең қимасында кесілген материалдардың түйісу санының ықпалын ескеретін коэффициент;
- E_d – серпімділік модулінің есепті мәні;
- $E_{d,ULS}$ – ULS үшін серпімділік модулінің есепті мәні;
- E_{mean} – талшықтардың бойындағы серпімділік модулінің орташа мәні;
- $E_{mean,f}$ – сөре материалының серпімділік модулінің орташа мәні;
- $E_{mean,fin}$ – талшықтардың бойындағы серпімділік модулінің соңғы мәні;
- $E_{mean,w}$ – қабырға материалының серпімділік модулінің орташа мәні;
- $E_{0,mean}$ – талшықтың бойымен ағаштың серпімділік модулінің орташа мәні;
- $E_{90,mean}$ – талшықтарға көлденең серпімділік модулінің орташа мәні;
- $E_{0,05}$ – талшықтардың бойымен серпімділік модулінің бес пайызды квантили;
- $E_{0,g,05}$ – талшықтардың бойымен қатпарлы желімделген ағаштың серпімділік модулінің бес пайызды квантили;
- $E_{0,g,mean}$ – талшықтардың бойымен қатпарлы желімделген ағаштың серпімділік модулінің орташа мәні;

$E_{90,g,mean}$ – талшықтардың бойымен қатпарлы желімделген ағаштың серпімділік модулінің орташа мәні;

F – әсер; күш;

$F_{ax,Rk}$ – талшықтардың бойымен жүлу кезінде сынаның көтеру қабілетінің сипаттамалық мәні;

F_k – әсер етудің сипаттамалық мәні;

$F_{c,90,d}$ – талшықтарға көлденең әсер ететін сығатын күштің есепті мәні;

$F_{t,Ed}$ – ағаш пен бетон арасындағы тартылу күшінің есепті мәні;

F_{rep} – репрезентативті әсер ету мәні;

$F_{v,d}$ – кесуге беріктілігіне қарай анықталатын стерженнің көтеру қабілетінің есепті мәні;

$F_{v,ef,Rk}$ – бірігудегі сыналар қатарының көтеру қабілетінің сипаттамалық мәні;

$F_{v,Ed}$ – ағаш пен бетон арасындағы жылжу күшінің есепті мәні;

$F_{v,Rk}$ – бір бекіту бөлшегінің көтеру қабілетінің сипаттамалық мәні;

$F_{v,0,Rk}$ – сынаның талшықтардың бойымен жылжу жазықтығындағы бірігудің көтеру қабілетінің сипаттамалық мәні;

$F_{v,\alpha,Rk}$ – ағаш талшықтарына α бұрышында жылжу жазықтығындағы сынаның көтеру қабілетінің сипаттамалық мәні;

$F_{v,w,Ed}$ – әр қабырғаға әсер ететін есепті көлденең келетін күш;

G_d – тұрақты әсердің есепті мәні; жылжу модулінің есепті мәні;

$G_{d,ULS}$ – ULS үшін жылжу модулінің есепті мәні;

$G_{g,mean}$ – қатпарлы желімделген ағаштың орташа мәні;

G_k – тұрақты әсердің сипаттамалық мәні; жылжу модулінің сипаттамалық мәні;

G_{mean} – жылжу модулінің орташа мәні;

$G_{0,mean}$ – талшықтардың бойымен жылжу модулінің орташа мәні;

$G_{90,mean}$ – талшықтарға көлденең бойғы жылжу модулінің орташа мәні;

H – көпірдің биіктігі;

H_0 – көпір астындағы бос биіктік;

I – қима инерциясының моменті;

I_{ef} – барабар көлденең қиманың инерция моменті;

I_f – бейтарап оське қатысты сөре қимасының инерция моменті;

I_w – бейтарап оське қатысты қабырға қимасының инерция моменті;

K_{ser} – жұмсақтық модулі;

K_u – шекті мән үшін жұмсақтықтың лезділік модулі;

L – көпірдің ұзындығы; жиекті аралығы;

L_0 – көпірдің саңылауы;

L_e – бөлшектің есепті ұзындығы ;

$L_{e,y}$ и $L_{e,z}$ – у-у және тиісінше z-z, осьтеріне қатысты бөлшектің есепті ұзындығы;

M – көпірдің жалпы салмағы;

M_{beam} – плита болып табылатын арқалықтағы иілу моменті;

M_d – есепті майысу сәті;

$M_{max,beam}$ – плитаны қалыптайтын арқалықтағы ең үлкен иілу моменті;

$M_{y,Rk}$ – бекітпе бөлшекте ағылудың пайда болуына әкелетін моменттің сипаттамалық мәні;

$M_{y,d}$ и $M_{z,d}$ – басты (у-у) және қосалқы (z-z) осьтерге қатысты есепті иілу моменттері;

N — осьтік күш;
 N_d — әсер ету жиынтығынан анықталған осьтік күштің есепті мәні;
 N_{abs} — бір жылдағы тұрақты амплитудалы кернеу циклдарының саны;
 Q_k — жалғыз ауыспалы әсердің сипаттамалық мәні;
 R_d — көтеру қабілетінің есепті мәні; кедергінің есепті мәні;
 R_k — көтеру қабілетінің сипаттамалық мәні; кедергінің сипаттамалық мәні;
 S — бейтарап оське қатысты қиманың жылжитын бөлігінің статикалық моменті;
 V_d — жылжитатын күштің есепті мәні;
 W — кедергі моменті;
 W_y — у-у осыне қатысты кедергі моменті;
 X_d — беріктілік сипаттамаларының есепті мәні;
 X_k — беріктілік сипаттамаларының сипаттамалық мәні.

4.2 Латын алфавитінің кіші әріптері

a — ара-қашықтық; көпірден өтетін ауыр жүк көліктерінің күтілетін пайыздық қатынасы;
 a_1 — ағаш талшықтарының бойындағы бір қатардағы бекітпе бөлшектердің арасы;
 a_2 — ағаш талшықтарына көлденең бір қатардағы бекітпе бөлшектердің арасы;
 $a_{3,c}$ — бекітпе бөлшектер мен жүктелмеген сырт жақ арасындағы ара-қашықтық;
 $a_{3,t}$ — бекітпе бөлшектер мен жүктелген сырт жақ арасындағы ара-қашықтық;
 $a_{4,c}$ — бекітпе бөлшектер мен жүктелмеген сырт жақ арасындағы ара-қашықтық;
 $a_{4,t}$ — бекітпе бөлшектер мен жүктелген сырт жақ арасындағы ара-қашықтық;
 $a_{hor,1}$ — көпірден өтетін бір жаяу жүргіншінің әсерінен көпір конструкциясының көлденең үдеуі;
 $a_{hor,n}$ — көпірден өтетін бірнеше жаяу жүргіншінің әсерінен көпір конструкциясының көлденең үдеуі;
 $a_{vert,1}$ — көпірден өтетін бір жаяу жүргіншінің әсерінен көпір конструкциясының тігінен үдеуі;
 $a_{vert,n}$ — көпірден өтетін бірнеше жаяу жүргіншінің әсерінен көпір конструкциясының тігінен үдеуі;
 $a_{vert,ns}$ және $a_{hor,ns}$ — көпірден өтетін жаяу жүргіншілердің ағынынан көпір конструкциясының көлденең және тігінен үдеуі;
 b — ені; шаршау коэффициенті;
 b_{ef} — жұмыс ені;
 $b_{ef,c}$ — бетон плитаның жалпы жұмыс ені;
 $b_{ef,1}$; $b_{ef,2}$ — бетон плитаның жұмыс ені;
 b_{lam} — қатпардың ені;
 b_w — арқалық қабырғасының ені; төсем плитасының өзара әсері болатын жабындағы жүктелген ауданның ені;
 $b_{w,middle}$ — төсем плитасының ортасындағы жүктелген ауданның ені;
 d — диаметр;
 $f_{c,0,d}$ — талшықтардың бойымен сығылу кезіндегі беріктіліктің есепті мәні;
 $f_{c,90,d}$ — талшықтарға көлденең сығылу кезіндегі беріктіліктің есепті мәні;

- $f_{c,0,k}$ – талшықтардың бойымен сығылу кезіндегі беріктіліктің сипаттамалық мәні;
 $f_{c,90,k}$ – талшықтарға көлденең сығылу кезіндегі беріктіліктің сипаттамалық мәні;
 $f_{c,0,g,k}$ – талшықтардың бойымен сығылу кезіндегі қатпарлы желімделген ағаштың беріктіліктің сипаттамалық мәні;
 $f_{c,90,g,k}$ – талшықтарға көлденең сығылу кезіндегі қатпарлы желімделген ағаштың беріктіліктің сипаттамалық мәні;
 $f_{c,90,edge,k}$ – жалпағынан сығылу кезіндегі LVL-Kerto беріктіліктің сипаттамалық мәні;
 $f_{c,w,k}$ и $f_{t,w,k}$ – қабырға материалы сығылған және созылған кездегі беріктіліктің сипаттамалық мәні;
 $f_{fat,d}$ – тозған беріктіліктің есепті мәні;
 $f_{h,k}$ – анкерлеу беріктілігінің есепті мәні;
 $f_{h,i,k}$ – і-ағаш бөлшек дайындамасының беріктілігінің сипаттамалық мәні;
 f_k – кернеулі жағдайдың түріне сай келетін беріктіліктің сипаттамалық мәні;
 $f_{m,k}$ – майысу кезіндегі беріктіліктің сипаттамалық мәні;
 $f_{m,y,d}$ – у-у осыне қатысты майысу кезіндегі беріктіліктің есепті мәні;
 $f_{m,z,d}$ – z-z осыне қатысты майысу кезіндегі беріктіліктің есепті мәні;
 $f_{m,g,k}$ – қатпарлы желімделген ағаштың майысу кезіндегі беріктілігінің сипаттамалық мәні;
 $f_{m,d,deck}$ – төсем плитасы майысқан уақытта ағаштың беріктілігінің есепті мәні;
 $f_{m,d,lam}$ – қатпарлар майысқан уақытта ағаштың беріктілігінің есепті мәні;
 $f_{m,0,edge}$ – қабырғасынан майысқан уақыттағы LVL-Kerto беріктілігінің сипаттамалық мәні;
 $f_{m,0,flat,k}$ – жалпағынан майысқан уақытта LVL-Kerto беріктілігінің сипаттамалық мәні;
 $f_{t,0,d}$ – талшықтардың бойымен тартылу кездегі беріктіліктің есепті мәні;
 $f_{t,0,g,k}$ – талшықтардың бойымен тартылу кезінде қатпарлы желімделген ағаштың беріктілігінің сипаттамалық мәні;
 $f_{t,90,g,k}$ – талшықтарға көлденең созу кезіндегі қабатты желімделген ағаштың сипаттамалық мәні;
 $f_{t,0,k}$ – талшықтардың бойымен созу кезіндегі беріктіліктің сипаттамалық мәні;
 $f_{t,0,k}$ – талшықтарға көлденең созу кезіндегі беріктіліктің сипаттамалық мәні;
 $f_{v,d}$ – жылжыту кезіндегі беріктіліктің есептік мәні;
 $f_{v,d,deck}$ – төсем плитасын жылжытқан кездегі ағаштың беріктілігінің есептік мәні;
 $f_{v,d,lam}$ – қабаттарды жылжытқан кездегі ағаштың беріктілігінің есептік мәні;
 $f_{v,g,k}$ – талшықтардың бойымен жылжытқан кездегі қабатты желімделген ағаштың беріктілігінің сипаттамалық мәні;
 $f_{v,0,flat,k}$ – жалпағынан жылжытқан кездегі LVL-Kerto беріктіліктің сипаттамалық мәні;
 f_{vert}, f_{hor} – тік және көлденең ауытқулардың негізгі жеке жиілігі;
 h – арқалық биіктігі; көлденең қиманың биіктігі; плиталардың қалыңдығы;
 h_0 – тірек биіктігі;
 h_1 – карниз түйініндегі тіреудің және ригельдің көлденең қимасының биіктігі;
 h_3 – жақтаудың тірек түйініндегі тіреудің көлденең қимасының биіктігі;
 h_c – бітеулердің тереңдігі; анкерлеу ұзындығы;
 h_e – қосылатын элементтегі кілтектерді анкерлеу тереңдігі;
 h_{ef} – тиімді тереңдік;

h_w — арқалық қабырғасының биіктігі;
 k_{def} — деформациялану коэффициенті;
 $k_{c,90}$ — талшықтарға көлденең сыққан кездегі беріктік коэффициенті;
 $k_{c,y}$ или $k_{c,z}$ — y - y осьтеріне немесе z - z осьтеріне қатысты бойлық иілу коэффициенті;
 k_{cr} — жылжытуға кедергі жасау үшін жарылу коэффициенті;
 k_{crit} — бүйірлік үлкейту кезіндегі ескерілетін коэффициент (деформацияланудың тегіс пішінінің орнықтылығын жоғалту);
 k_h — тереңдік, биіктік коэффициенті;
 k_l — LVL үшін ұзындық коэффициенті;
 k_m — иілу кезінде туындайтын көлденең қимадағы кернеулерді таратуды есептегендегі коэффициент;
 k_{mod} — жүктеменің әсер ету ұзақтығын және ылғалдың құрамын есептегендегі түрлендіру (келтіру) коэффициенті;
 k_{shape} — көлденең қиманың түріне қатысты коэффициент;
 k_{sys} — жүйенің беріктік коэффициенті;
 k_a — конструкцияның статикалық сызбасын есептегендегі түзету коэффициенті;
 l — есептік аралық; түйісу ұзындығы;
 l_{ef} — тиімді ұзындық; таратудың тиімді ұзындығы;
 m — салмақ; ұзындық бірлігіне салмағы;
 $m_{\text{max,plate}}$ — ортотропты плиталар теориясы бойынша есептелінген максималды иілу моменті;
 m_{plate} — ұзындық бірлігіне плантадағы иілу моменті;
 n — жүктелген қабаттардың мөлшері; жаяу жүргіншілер саны;
 n_{ADT} — конструкцияның қызмет ету мерзімі ұзақтығындағы бір күндегі қозғалыстың күтілетін жылдық орташа қарқындылығы;
 n_{ef} — ағаш талшықтарының параллель бағытына қарастырылатын қатардағы сыналар саны;
 n_{sp} — қосылыстардағы жылжыту жазықтығының мөлшері;
 r — қисық радиусі;
 t — уақыт; қабат қалыңдығы;
 t_1 — бір қималы қосылыстардағы өте жұқа элементтің қалыңдығы немесе сынаның ену тереңдігі;
 t_2 — симметриялы қосылыстардағы ағаштан жасалған орташа элементтің қалыңдығы;
 t_L — жылдармен белгіленген конструкцияның есептік қызмет ету мерзімі;
 u_c — алдын ала бұғу; конструкцияның құрылыстық күші;
 u_{creep} — жылжығыштық деформациясы; материалдың жылжығыштығынан иілуі;
 u_{fin} — соңғы деформация; соңғы иілу;
 u_{inst} — лездік деформация; лездік иілу;
 $u_{\text{net, fin}}$ — таза салмақты соңғы деформация; таза салмақты соңғы иілу;
 w — жүргінші бөлігінің ені; материал ылғалдылығы;
 w_b — көпір ені;
 w_i — қозғалыс жолағының ені;
 w_0 — аралық құрылыс ені.

4.3 Грек алфавитінің кіші әріптері

α – күштің бағыты және ағаш талшықтары арасындағы бұрыш; күштің бағыты және жүктелген шетінің арасындағы бұрыш; көпірмен жүретін жүк автомобильдерінің күтілетін пайыздық қатынасы;

γ_Q – модельдердің қателігін және өлшемдерінің ауытқуын есептегендегі айнымалы әсер етулерге арналған жеке коэффициент;

γ_G – модельдердің қателігін және өлшемдерінің ауытқуын есептегендегі тұрақты әсер етулерге арналған жеке коэффициент;

β – элементтің бұзылу салдарына негізделген коэффициент;

β_c – түзу сызықты коэффициент;

γ_M – модельдердің қателігін және өлшемдерінің ауытқуын есептегендегі материалдар қасиеттеріне арналған жеке коэффициент;

$\gamma_{M,fat}$ – модельдердің қателігін және өлшемдерінің ауытқуын есептегендегі материалдардың қажуын тексеруге арналған жеке коэффициент;

k – қажуға тексеруді орындау кезінде қолданылатын коэффициент;

λ – элемент икемділігі;

λ_y – y-y осіне қатысты иілу кезіндегі элемент икемділігі;

λ_z – z-z осіне қатысты иілу кезіндегі элемент икемділігі;

$\lambda_{rel,y}$ – y-y осіне қатысты иілу кезіндегі элементтің салыстырмалы икемділігі;

$\lambda_{rel,z}$ – z-z осіне қатысты иілу кезіндегі элементтің салыстырмалы икемділігі;

μ_d – үйкеліс коэффициентінің есептік мәні;

μ_0 – элементті бекіту шарттарын есептегендегі коэффициент;

ρ – тығыздық;

ρ_k – тығыздықтың сипаттамалық мәні;

$\rho_{g,k}$ – қабатты желімделген ағаш тығыздығының сипаттамалық мәні;

ρ_{mean} – тығыздықтың орташа мәні;

$\sigma_{c,0,d}$ – талшықтардың бойымен сығу кезіндегі есептік кернеу;

$\sigma_{c,\alpha,d}$ – талшықтарға α бұрышымен сығу кезіндегі есептік кернеу;

$\sigma_{d,max}$ – қажу жүктемесі үшін есептік кернеудің максималды мәні;

$\sigma_{d,min}$ – қажу жүктемесі үшін есептік кернеудің минималды мәні;

$\sigma_{p,min}$ – алдын ала кернеу салдарынан сығу кезіндегі максималды ұзақ қалдықты кернеу;

$\sigma_{m,y,d}$ – y-y осіне қатысты иілу кезіндегі есептік кернеу;

$\sigma_{m,z,d}$ – z-z осіне қатысты иілу кезіндегі есептік кернеу;

$\sigma_{t,0,d}$ – талшықтардың бойымен есептік созылатын кернеу;

$\sigma_{w,c,d}$ – қабырғаларды сығудың есептік кернеуі;

τ_d – жылжытудың есептік кернеуі;

$\tau_{tor,d}$ – ширатудан жылжытудың есептік кернеуі;

ψ_0 – айнымалы әсер етудің комбинациялық мәніне қолданылатын коэффициент;

ψ_1 – айнымалы әсер етудің жеке мәніне қолданылатын коэффициент;

ψ_2 – айнымалы әсер етудің нақты тұрақты мәнге қолданылатын коэффициент;

ζ – басылу коэффициенті.

5 АҒАШ КӨПІРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ БОЙЫНША ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР

5.1 Жалпы мағлұматтар

5.1.1 Көпірлерді жобалау кезінде аралық құрылыс үшін қолданылатын материалдардың түрін, көпірдің көлік жүретін жерінің арнауы мен енін, тіректер мен аралық құрылыстардың түрін, көпірдің ені мен статикалық жүйені ескеру қажет. Көпірлердің жіктелуі және олардың қолданылу саласы А қосымшасында келтірілген.

5.1.2 Ағаш көпірлерге аралық құрылыстары мен тіректері ағаштың қолданылуымен жасалған көпірлерді ғана емес, тіректері ағаш немесе бетон (темірбетон) аралық ағаш құрылыстардан тұратын көпірлерді де жатқызу қажет.

5.1.3 Ағаш көпірлерді күрделі типті етіп жобалау керек. Ағаш көпірлердің құрылысын ыстық жүк (сұйық шойын, қож және т.с.с.) тасымалдауға арналған жолдар пен өткелдерге жобалауға жол берілмейді.

5.1.4 Көпірдің көлік жүретін жерінің енін w қозғалыс жолақтарының санын n ескере келе анықтау қажет. Қозғалыс жолағының саны бойынша көлік жолының ағаш көпірлері әдетте, екі жолақты болып, сирек жағдайларда – төрт жолақты болып жобаланады. ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 4.2.3(1) тармағына сәйкес көпірдің көлік жүретін жерінің ені w ернеулер арасындағы немесе қоршау құрылғылардың ішкі беттері арасындағы ара-қашықтыққа тең келеді және бұл ара-қашықтыққа қоршау құрылғыларының бекітпелері немесе жолды бөлетін жолақтың ернеулері арасындағы аралық, сондай-ақ осы қоршау құрылғыларының ені кірмейді.

Ескертпе – Егер ұлттық қосымшада өзгеше көрсетілмесе, ернеудің ең аласа биіктігінің мәнін 100 мм етіп алу ұсынылады.

5.2 Көпірлердің габариті

5.2.1 Көпірлерге арналған конструкциялардың жақындау габариті жалпы қолданыстағы автокөлік жолдарында, шаруашылық ішілік автокөлік жолдарында, ауыл шаруашылығы кәсіпорындары мен ұйымдарда өнеркәсіптік кәсіпорындар жолдарында, (А қосымшасы), сондай-ақ қала көшелері мен жолдарда, кенттер мен ауылды елді мекендерде 5.1-кестедегі деректерге сәйкес қабылдануы тиіс.

Шығыңқы бөліктердің жол саңылауы 0,30 м кем болғанда көпірдің габаритін тасымалдау күйінде машинаның габаритінен 1 м енділеу етіп белгілеу қажет.

Шығыңқы бөліктердің жол саңылауы 0,30 м және одан артық болған уақытта көпірдің габаритін дөңгелек шиналарының немесе ауыл шаруашылығы машинасының шынжыр табанының сыртқы беті арасында ара-қашықтықтан 1,5 м енділеу етіп белгілеу қажет.

5.1-кесте – Автокөлік жолдарында орналасқан бүтін және желімделген ағаштан жасалған ағаш көпірлердің ені бойынша габариттер

Көпірлердің орналасуы	Жолдардың немесе көшелердің санаты	Қозғалыс жолақта-рының жалпы саны	Есептел-ген автокөлік-тің ені d , м	Габарит, м	Ені, м	
					Қауіп-сіздік жол-дары	көлік жүретін бөлік w , м
Жалпы арнаудағы автокөлік жолдары, көлік жақындайтын және өнеркәсіптік кәсіпорындардың ішкі автокөлік жолдары	2	2	2,5	11,5	2,0	7,5
	3			10	1,5	7,0
				8 ¹⁾	1,0	6,0
	4	1		6,5 ²⁾	1,0	4,5
				4,5	0,5	3,5
Ауыл шаруашылы-ғы кәсіпорындары мен ұйымдардағы автокөлік ішкі ша-руашылық жолдар	4	2	2,5	8 ¹⁾	1,0	6,0
		1		6,5 ²⁾	1,0	4,5
				4,5	0,5	3,5
				4,5	0,5	3,5
Қалалардағы, кенттердегі және ауылды елді мекендердегі көшелер мен жолдар	Жалпы қалалық, аудандық арнаудағы магистральды көлік-жаяу жүргіншілер жолдары және ауыл жолдары	2	2,5	9,0	1,0	7,0
	Тұрғын құры-лыстары салын-ған көшелер мен жолдар	2		8		6

¹⁾ Бүтін ағаштан жасалған ағаш көпірлер үшін ені 7 м габарит қолдануға жол беріледі.
²⁾ Бүтін ағаштан жасалған ағаш көпірлер үшін ені 6 м габарит қолдануға жол беріледі.

5.1-кесте – Автокөлік жолдарында орналасқан бүтін және желімделген ағаштан жасалған ағаш көпірлердің ені бойынша габариттер (жалғасы)

<p>Ескертпе</p> <p>1 Өнеркәсіптік кәсіпорындардың жолдарындағы көпірлер үшін қауіпсіздік жолақтарының көлемін 1,5 м етіп алу қажет.</p> <p>2 Егер бұл аймақта габариті 5.1-кестеде көрсетілгеннен асатын ауыл шаруашылығы машиналары пайдаланылса, Қазақстан Республикасы субъектілерінің келісілуімен бұл аймақтағы көпірлердің габариттерін дөңгелек шиналарының немесе машинаның шынжыр табанының сыртынан шығатын бөліктердің жол саңылауына (жол киімі) байланысты ұлғайтып тағайындау қажет.</p>

5.2.2 Жаяу жүргіншілер көпірлерінің енін, жаяу жүргіншілердің қарбалас уақыттағы есептелген келешектегі қозғалыс қарқынына байланысты кемінде 2,25 м етіп алу қажет.

Елді мекендерден шет жерде салынатын көпірлердің енін 1,5 м етіп алуға болады.

Егіс жолдарды өткізуге және мал айдауға (жабайы жануарлардың көші-қонына) арналған құрылыстардың габариттерін арнайы талаптар болмаған жағдайда төмендегідей алу қажет:

а) егіс жолдары үшін: биіктігі кемінде 4,5 м, ені – 6,0 м, бірақ 1,0 м ұлғайтылған жолда жүруі мүмкін ауыл шаруашылығы машинасының ең үлкен енінен кем емес;

б) мал айдау үшін: биіктігі кемінде 3,0 м, ені $2+l/6$ формуласы бойынша, мұндағы l - табынды айдап өту ұзындығы, кемінде 4,0 м және 8,0 м асырмай.

Көпір аралығының астымен өтетін егіс жолы немесе мал айдайтын жол бүкіл енімен нығайтылуы және құрылыстың әр жағынан кемінде 10,0 м учаскелерде күшейтілуі тиіс. Қажет болған жағдайда құрылыстың маңына бағыттауыш қоршаулар орнатылады.

5.2.3 Ішкі су жолдарындағы көпір астындағы кеме жүру аралықтарының габариттерін Қазақстан Республикасының нормативтік құжаттарына сәйкес қабылдау қажет.

5.2.4 Су деңгейінен жоғары бөлшектер мен еріген ағатын мұздың орналасуын көпір бөлшектерінің және кеме жүрмейтін, суы ақпайтын су ағындарындағы, сондай-ақ көпірлердің кеме жүрмейтін аралықтарында кеме жүретін су жолдарында жергілікті жағдайларға және көпірдің таңдалған сызбасына байланысты белгілеу қажет. Көпірдің жекелеген бөлшектерінің су деңгейінен және еріген мұз деңгейінен биіктеу тұратын бөліктерінің көлемі барлық жағдайларда 5.2-кестеде көрсетілген шамадан кем болуы тиіс.

5.2-кесте – Су мен еріген мұздың тиісті деңгейлерінен көпірдің жекелеген бөлшектерінің биіктеу жерлерінің көлемі

Көпірдің бір бөлігі немесе бөлшегі	Көпірдің бір бөлігінен немесе бөлшегінен биіктеу жер, м			
	сел көп болғанда су деңгейінен жоғары (керме мен толқын ықпалының ескерілуімен)			еріген мұздың ең жоғары деңгейінен жоғары
	жалпы желінің темір жолдарында	қалған темір жолдарда және барлық автокөлік жолдарында	ең жоғары	
Аралық құрылыстардың асты:				
а) тірелген судың тереңдігі 1 м және одан кем болғанда;	0,50	0,50	0,25	-
б) сол сияқты, 1 м артық;	0,75	0,50	0,25	0,75
в) өзенде мұз кедергілері болған жағдайда;	1,00	0,75	0,75	1,00
г) аққан бөренелер болған жағдайда;	1,50	1,00	1,00	-
д) сел жүргенде	-	1,00	1,00	-
Тірек бөліктерді орнатуға арналған алаңның беті	0,25	0,25	-	0,50
Аркалар мен тоғыспалардың асты	0,25	-	-	0,25
Көлденең бекітпелердің және ағаш көпірлердің аралықтарындағы конструкциялардың шығыңқы бөлшектерінің асты	0,25	0,25	-	0,75
<p>Ескертпе</p> <p>1 Шағын көпірлер үшін аралық құрылыстардың ең кішкентай биіктеу жерін жел толқынының биіктігін ескермей анықтауға жол беріледі.</p> <p>2 Тірек бөліктерді орнату үшін алаң үстінің биіктеу жерін анықтаған уақытта судың деңгейін ағынның көпірдің тірегіне ұрылуының ескерілуімен анықтау қажет.</p>				

Аралық құрылыстардың астының су қойманың кеме жүрмейтін және су ақпайтын аймақтарында орналасқан көпірлердің жанындағы су қоймасының ең жоғары статикалық деңгейінен жоғары биіктеу жері 0,25 м ұлғайтылумен есептелген жел толқыны биіктігінің кемінде 0,75 құрауы тиіс.

Мұзы қатқан жағдайда аралық құрылыстардың астының ең аласа биіктеу жерін олардың биіктігінің ескерілуімен тағайындау қажет.

Бөренелер ағуы мен мұздың қатқаны бір уақытта болған уақытта 5.2-кестеде келтірілген биіктеу жерлерді кемінде 0,50 м ұлғайту қажет.

5.2.5 Бөренелер аққан жағдайда тіректердің арасын бөренелердің көлемін ескере отырып, бірақ кемінде 15,0 м етіп тағайындау қажет.

5.2.6 Ені 5.1-кестеде көрсетілгеннен азырақ қауіпсіздік жолақтарын тиісті техника-экономикалық негіздеме кезінде тағайындауға жол береді:

- егер көпірлер ірі қалалардан 100 км артық қашықтықта және өзге қалалардан 50 км артық қашықтықта орналасса, 1-3 санаттағы жолдарда ұзындығы 100 м артық көпірлер үшін және 3-санаттағы ұзындығы 50 м артық көпірлер үшін;

- көпірлер жол жиегінің ені кішірейтілген учаскелерде орналасқан жағдайда;

- көпірлер қайта орнатылған жағдайда;

- жол өтпелерінде – өтпелі-жылдамдықты жолақтар болған жағдайда (осы жолақтар жақтан);

- биіктікке көтерілетін жерде қосымша қозғалыс жолағы бар көпірлерде (осы жолақ жақтан).

Бұл ретте қауіпсіздік жолақтарының ені кемінде: көпірлердің 1-3 санаттағы жолдарында 1,0 м және ауыл ішіндегі жолдардағы көпірлерде 0,75 м болуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Ені 5.1-кестеде көрсетілгеннен кем қауіпсіздік жолақтары тағайындалғанда көлік құралдарының қозғалыс тәртібін реттейтін жол белгілерінің орнатылуын қарастыру қажет.

5.2.7 Көпірдегі бөлу жолының ені жолдағыдай немесе көшедегідей болуы тиіс.

Тиісті техника-экономикалық негіздемелер кезінде үлкен көпірлерде ортаны бөліп тұратын жолақтың енін азайтуға болады, бірақ кемінде 2,0 м плюс қоршау енін қолдану қажет.

5.3 Жаяу жүргіншілер көпірлері

5.3.1 Жаяу жүргіншілер көпірлері тек жаяу жүргінші қозғалысын өткізу үшін жобаланады. Оларды табиғи кедергілермен, автокөліктермен, темір жолдармен және көшелермен қиысқан жерлерде қолданған жөн.

Жаяу жүргіншілер көпірлері ашық та, жабық та болуы мүмкін. Жабық көпірлер көпірге көтеріліп-түсуді қамтамасыз ететін эскалаторлармен жабдықталуы мүмкін. Жабық көпірдің жоғарғы бөлігі көп жағдайда мөлдір материалдардан жобаланады.

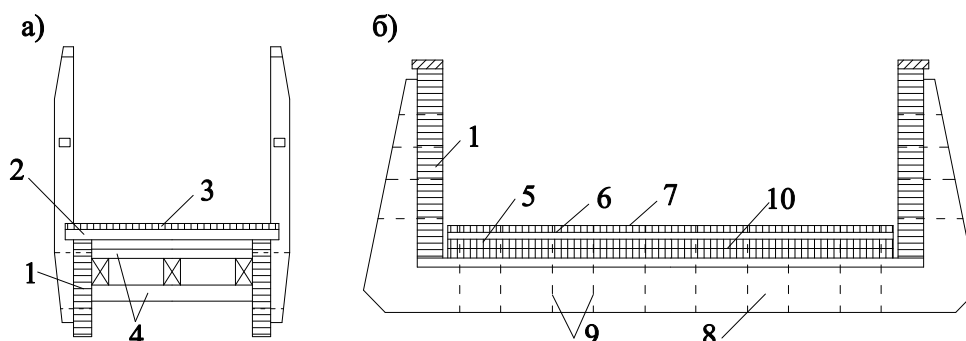
5.3.2 Темір жолдар мен көп жолақты көшелердің үстінен өтетін жобаланатын жаяу жүргіншілер көпірлерінің биіктігі жақындаудың тиісті габариттерімен анықталуы тиіс, ал ұзындығы бөгелетін учаскелердің еніне байланысты қабылдануы тиіс. Жаяу жүргіншілер көпірлерінің аралықтары кеме жүретін өзендер арқылы тиісті көпір астылы габаритті қамтамасыз ету тиіс.

5.3.3 Жаяу жүргіншілер көпірлерінің ұзына бойғы көлбеулерін негізгі бөлігінде 6 % асырмай, ал бапалдақтар түрінде орындалған жақындайтын жолдарда 12 % бастап, 16 % дейін қабылдауға болады.

5.3.4 Жаяу жүргіншілер көпірлерінің аралықтары кішігірім болғанда арқалықты және жиекті жүйелерді, ал аралықтар үлкен болғанда вантты немесе аспалы жүйелерді қолдануға болады. Соңғы кездері жаяу жүргіншілер өтпелеріне арқалы жүйелер қолданылып келеді [2,3].

5.3.5 Ағаштан жасалған жаяу жүргіншілер көпірлері көп жағдайда желімделген ағаш конструкциялардың қолданылуымен жобаланады. Ағаштан жасалған жаяу жүргіншілер көпірлерінің көтергіш бөлшектері желімделген (қатпарлы желімделген ағаш) немесе желім-жұқа тақтайлы болады. Осы мақсаттарда қолданылатын бүтін және желімделген ағаш EN 338, EN 335-1, EN 335-2, EN 335-3, ҚР СТ EN 14080, ҚР СТ EN 14081-1, EN 14081-2, EN 14081-3 талаптарына, ал жұқа тақтай – EN 636 сай келуі тиіс.

5.3.6 Арқалықты ағаш жаяу жүргіншілер көпірлерін жобалау кезінде аралық құрылыстардың басты арқалықтары ретінде тікбұрыш қималы желімделген ағаш арқалықтарды, көлденең бағытта өзара белгілі бір аралық сайын тартымдармен желімделген ағаш массивінен жасалған плиталарды (пакеттерді) немесе үстіне көлденең ағаш немесе тақтайшалы төсем бекітілетін екі таврлік желім-жұқа тақтайлыны пайдалану қажет. Ағаш төсем басты арқалықтардың жоғарғы белдемелеріне де, арқалықтардан төмен де орнатыла алады (5.1-сурет) [5,6].



- 1 – желімделген ағаштан жасалған басты арқалықтар; 2– көлденең; 3 – тақтайшалы төсем;
4 – көлденең байланыстардың бөлшектері; 5 – желімделген ағаштың массивінен жасалған плита;
6– гидро окшаулау; 7 – асфальтобетон қабат; 8 – желімделген ағаштан жасалған көлденең жиек;
9 – бұрандамалар; 10 – плиталардың тартпа бұрандамалары

**5.1-сурет – Жоғарғы белдемелердің: а – және төменгі белдемелердің;
б - арқалықтардың үстімен төсеммен желімделген ағаш арқалықтардан жасалған
жаяу жүргіншілер көпірлерінің көлденең қимасы**

5.3.7 Ағаштан жасалған жаяу жүргіншілер көпірлерінің үлкен аралықтарын бөгеу үшін жиекті, арқалы немесе аспалы жүйелер қолданылғаны жөн. Ригелдің ағаш бөлшектерін атмосфералық жауын-шашын ылғалынан қорғау мақсатында оның жоғарғы белдемесіне гидро окшаулау салу және белдемелеріне екі жақты көлденең көлбеу жасау қажет.

5.3.8 Ағаштан жасалған жаяу жүргіншілер көпірлерінің тіректері желімделген бөлшектерден ағаштан немесе бетон және темірбетоннан жасалады. Егер ағаш аралық құрылыстарды темірбетонға немесе металға ауыстыру керек болса, темірбетон тіректерді қолдану қажет.

Егер олар суда орналаспайтын болса, жаяу жүргіншілер көпірлерінің аралық тіректері қатпарлы желімделген ағаштан жобалануы мүмкін. Әдетте, мұндай тіректер II тәріздес жиектер кейіпінде орындалады. Жаяу жүргіншілер көпірлерінің тіреулерін тірегінші қабырғалар түрінде темірбетоннан жобалау қажет.

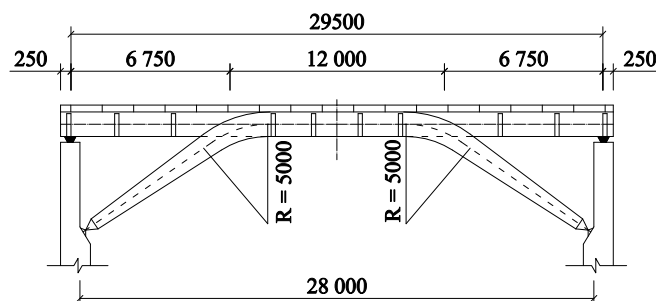
5.4 Көлік өтетін көпірлер

5.4.1 Автокөлік өтетін көпірлер автокөлік пен жаяу жүргінші қозғалысын өткізу үшін жобаланады.

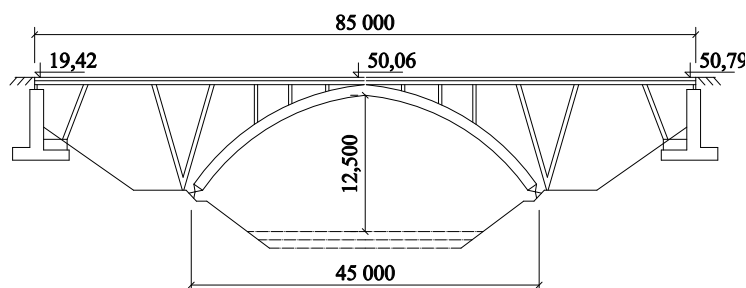
5.4.2 Шағын аралықтардың ағаш көпірлері 3 және 4 санаттағы автокөлік жолдарына, сондай-ақ шаруашылық ішілік автокөлік жолдарына қолданылады. Мұндай көпірлердің аралықтарын 3, 6 және 9 м етіп алу қажет. Мұндай көпірлердің аралық құрылысы көтергіш көлік жүретін бөліктен тұрады.

5.4.3 Аралықтары орташа 25 м бастап, 45 м дейінгі автокөліктер өтетін ағаш көпірлер негізінен, қозғалыс үстінен өтетіндей арқалықты жүйелі болып жобаланады. Батыс Еуропа елдерінде, Канада және АҚШ-та аркалы және жиекті жүйелердің пайдаланылуымен жасалған ағаш көпірлер жетерлік [2, 4, 5] 5.2-сурет. Мұндай көпірлердің аралық құрылыстарының с алмақ түсетін басты конструкциялары желімделген ағаштан жасалған.

а)



б)



а – Жапониядағы конструкциялы жиекті Мидорибаши көпірі [4]; б – Австриядағы Мур өзені арқылы өтетін арка конструкциялы көпір [5]

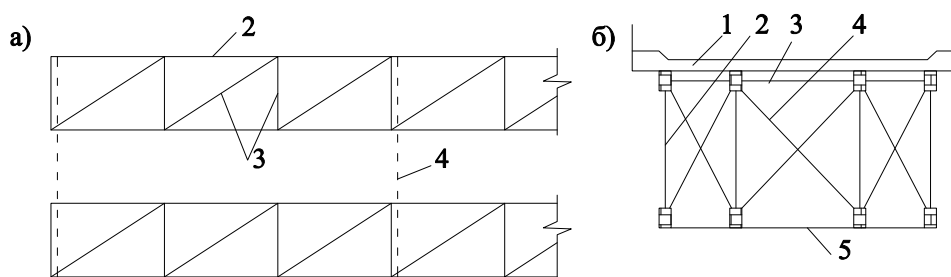
5.2-сурет– Көпірлердің көлденең қималарының сызбалары

Арқалықты жүйенің көпірлері арқалықты аралық құрылыстар мен тіректерден тұрады. Аралық құрылыстар бірнеше басты фермалардан немесе байланыс жүйесімен біріктірілген арқалықтардан және фермалардың немесе арқалықтардың жоғарғы белдемелерінде орналасатын көлік жүретін жол бөлігінен жобаланады. Аралық

құрылыстағы фермалардың немесе арқалықтардың саны көлік жүретін жол бөлігіне, конструкцияның түріне және аралықтың көлеміне байланысты анықталады.

5.4.4 Аралықтары шағын автокөліктер өтетін ағаш көпірлерді жобалау кезінде арқалықты жүйе пайдаланылады. Ауыспалы әсерлердің шамасы аз болуының арқасында аралықтары 6 м дейін жететін көпірлерде аралық құрылыс бүтін немесе желімделген ағаш арқалықтардан орындалады. Арқалықтардың көпірдің ені бойынша орналасуы көлік жүретін жол бөлігінің бүкіл ені шегінде барлық арқалықтардың бірдей берік болуы қамтамасыз етілетіндей болуы тиіс.

5.4.5 Аралық құрылыстың кеңістікті қатты болуын қамтамасыз ету үшін орташа аралықты автокөлік көпірінің көтергіш басты бөлшектері көлденең және тігінен байланыс жүйесімен біріктірілуі тиіс (5.3-сурет).



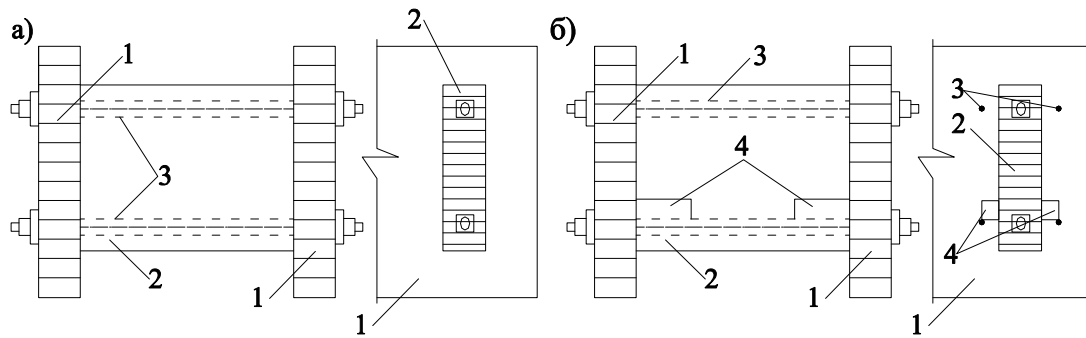
а – көпірдің көтергіш басты конструкцияларының жоспарда орналасуы; б – көпірдің аралық құрылысының көлденең қимасының сызбасы; 1 – көпірдің көлік жүретін бөлігі; 2 – аралық құрылыстың көтергіш басты конструкциясы; 3 – жоғарғы көлденең байланыс; 4 – көлденең байланыс; 5 – төменгі көлденең байланыс

5.3-сурет– Аралық құрылыстың жинақталу сызбасы

5.4.6 Ұзыннан көлденең байланысты көтергіш басты конструкциялар белдемелерінің жазықтығында орналастыру қажет. Көлденең орналасқан байланыстар байланыс фермаларын түзей отырып, көтергіш басты конструкциялардың белдемелерін жұптастырып біріктіру керек. Көлденең орналасқан байланыстар қысылған белдеме жазықтығынан көтергіш басты конструкцияның орнықтылығын қамтамасыз ету және жел жүктемесін қабылдауға есептелу қажет.

5.4.7 Көлденең байланыстарды аралық құрылыстың көтергіш барлық басты конструкцияларын өзара біріктіретін тігінен орналасқан фермалар түрінде орындау қажет. Көлденең байланыстар көтергіш басты конструкциялардың тіреу бөліктерінде де, аралықта да орнатылады. Тіректі көлденең байланыстар жоғарғы көлденең байланыстардан түсетін жүктемені өзіне алып, оны көпірдің тіректеріне түсіреді, ал аралықтар – көпірдің көлік жүретін бөлігімен бірге көтергіш басты конструкциялардың арасындағы ауыспалы жүктеменің таралуын қамтамасыз етеді.

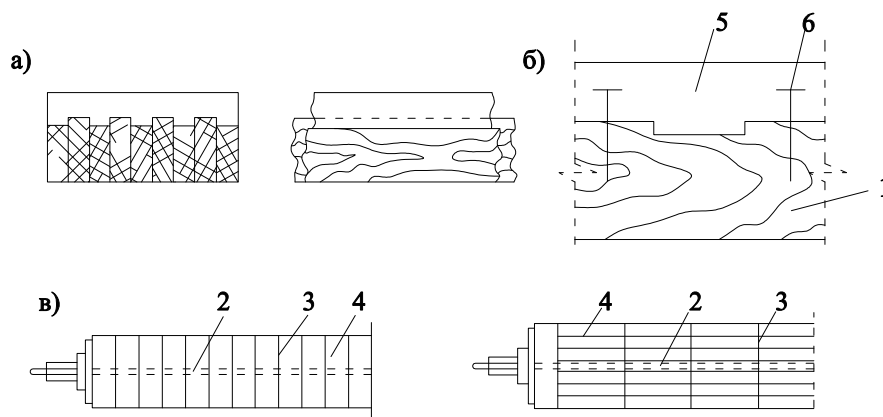
Көтергіш басты конструкциялар ретінде желімделген ағаш Арқалықтар пайдаланылғанда көлденең байланыстар желімделген ағаштан дайындалған диафрагмалар түрінде орындала алады (5.4-сурет).



а – тартпалардың іштен орналасумен көлденең байланыстар; б – тартпалардың сыртта орналасумен көлденең байланыстар; 1 – көтергіш басты арқалық; 2 – желімделген ағаш диафрагма; 3 – тартпалар; 4 – аралық тетіктер

5.4-сурет– Аралық құрылыстың көтергіш екі басты арқалықтың диафрагмалармен бірігу сызбасы

5.4.8 Жол жабыны көпір мен келетін жолдарда бірдей болуы тиіс. Тақтайлы төсемдерді қолдану ұсынылмайды, өйткені қолайсыз ауа райында автокөліктер тоқтаған уақытта жол апаты орын алуы мүмкін. Сол үшін көпірдің көлік жүретін бөлігін ағаш-плиталарын немесе үстінен асфальтбетон жауып, темірбетон плитамен (5.5-сурет) болат стержендер ағашына желімделіп немесе бұрап салынып біріктірілген желімделген ағаш массивінен жасалған плиталардың пайдаланылуымен жобалау қажет.



1 – ағаш-плита; 2 – тартылатын арматураның стержені немесе алдын ала кернеуленген арматура; 3 – желімделген қабатты бөлшектердің арасындағы желімді тігіс; 4 – желімделген қабатты бөлшектердің қабаттары арасындағы желімді тігіс; 5 – темірбетон; 6 – бұрап салынған немесе желімделген болат стержень; а – шегелердегі ағаш-плита; б – ағаш-бетон плита; в – ағаш плиталардың қалыптасу мысалдары

5.5-сурет– Төсемнің ағаш плиталарының мысалдары

5.4.9 Төсем ретінде пайдаланылатын ағаш-плита қабырғаға орнатылып, қаттарынан бір-бірімен шегелермен шегеленіп біріктірілген, тақтайлардан жасалған тұтас төсем болып табылады. Ағаш-плитаға асфальтбетон қабатты төселеді. Ағаш-плитаның бетін иректеп, асфальтбетонның плитамен жанасуын жақсарту үшін биіктігі әртүрлі

(110 мм – 140 мм) қалыңдығы 40 мм тақтайлар пайдаланылады. Ағаш-плиталар аралық Арқалықтарға (жүгіртпелерге) сүйенеді. Ағаш-плиталар өзара тартпалармен тартылады. Көпірдің көлік жүретін бөлігінің көлденең көлбеуі асфальтбетон қабатының қалыңдығын өзгерту есебінен жасалады. Ағаш-плитаны дайындау үшін пайдаланылатын тақтайлар ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (4.1 (1)P) талаптарына сәйкес антисептиктелген болуы тиіс.

5.4.10 [1.5.2] Көпірдің көлік жүретін бөлігін құрастыру кезінде пайдаланылатын ағаш плиталардың тағы бір түрі – желімді тігістері тігінен де, көлденең де орналасқан желімделген ағаш массивінен жасалған плиталар, сондай-ақ үстінен бетон төселетін ағашқа стержендермен бұралған немесе желімделген стержендері мен ойықтары бар желімделген ағаш массивінен тұратын науашалы бірігулері бар ағаш-бетон плиталар (5.5б және 5.5в-сурет). Көпірдің көлік жүретін бөлігінің көлденең көлбеуі темірбетон плитаның үстінен салынатын асфальтбетонның қалыңдығын өзгерту есебінен пайда болады.

5.4.11 Көпірдің көлік жүретін бөлігінің конструкциясы көтергіш басты бөлшектерге берік бекітілуі тиіс. Көпірдің көлік жүретін бөлігінің көтергіш бөлшектермен біріккен жерлері автокөлік тежелген кезде немесе апатты жағдай туындағанда пайда болатын көлденең орналасқан ұзыннан және көлденең салмақтың қабылдануын қамтамасыз ету қажет.

5.4.12 Басты көтергіш бөлшектер (арқалықтар, фермалар) құрылыс көтергімен жобалануы тиіс.

5.5 Көпірлердің конструкцияларына қойылатын негізгі талаптар

5.5.1 Ағаш көпірлердің Қазақстан Республикасы аумағында Еуропа Одағындағы жалпыға ортақ стандарттарға сәйкес және Қазақстан Республикасындағы ұлттық қосымшалардың ескерілуімен жобалануы тиіс.

5.5.2 Көпірлердің ағаш конструкцияларын жобалау кезінде негізге алынатын құжаттар болып келесілер табылады: конструкцияларды жобалаудың негіздерін айқындайтын ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011; ҚР ҚН EN 1991-1:2002/2011, барлық бөлімдерін қоса алғанда; үш бөлімнен тұратын ҚР ҚН EN 1997-1:2002/2011; ҚР ҚН EN 1995/2011: ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011; ҚР ҚН EN 1995-1-2:2004/2011 және ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011.

5.5.3 Жаңа көпірлердің аралық құрылыстарының негізгі көлемі мен тіректерін құрылыстағы модульдік пен бірегейлендіру ұстанымдарының сақталуымен тағайындау қажет.

Автокөліктер өтетін көпірлер мен қаладағы көпірлердің аралық құрылыстарының толық ұзындығы мен есептелген аралықтарын көпірдің осьтері тік және перпендикуляр болған уақытта жолдардың тік учаскелерінде 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 33 м және 42 м тең, ал аралықтардың көлемі үлкен болған уақытта 21 м тең етіп тағайындау қажет.

Ағаштан жасалған кесілетін аралық құрылыстар үшін келтірілген өлшемдерді 33 м дейінгі толық ұзындық ретінде қабылдау қажет. Өтпелі басты фермалары бар аралық құрылыстар үшін келтірілген өлшемдерге есептелген аралықтар сәйкес келуі тиіс. Көрсетілген өлшемдерден ауытқуға темір жол станциялы жолдар арқылы қолданыстағы көп аралықты өтпелердің жанынан салынатын көпірлерді; аралықтары 9 м кем ағаш

көпірлерді, күрделі жүйелі (кесілмейтін, жиекті-аспалы, жиекті-консольді) көпірлердің жекелеген аралықтарын жобалау кезіндегі техника-экономикалық негіздеме кезінде болады.

Конструкцияларда үлгі бөлшектердің немесе стандартты бөлшектердің құрылыстары қолданылған жағдайда геометриялық өлшемдердегі олар үшін белгіленген жол берілетін ауытқуларды ескеру қажет. Көпірлердің желімделген ағаш бөлшектеріне берілетін рұқсаттар EN 390, ал пайдаланылатын біріктіргіштер EN 14545 талаптарына сай келуі тиіс. Жобадағы көпірдің осы конструкциясына қолданылатындай дайындалатын жинақталатын бөлшектер үшін тиісті негіздеме болған жағдайда ауытқулардың жеке шамалары белгіленуі мүмкін.

5.5.4 Жинақталатын бөлшектердің салмағы мен өлшемін жалпы құрылысқа арналған және арнаулы крандарды, сериялық өндірістегі көлік құралдарын монтаждау және тасымалдау кезінде пайдаланылу мүмкіндігіне қарай белгілеу қажет.

5.5.5 Пішіні өзгерген құрылғылардың (тірек бөліктердің, топсалардың, теңестіру аспаптарының, маусымдық теңестіру рельстердің) конструкциясы мен олардың орналасуы құрылыстың жекелеген бөліктерінің (бөлшектерінің) қарастырылатын өзара жылжу (сызықтық, бұрыштық) үшін қажетті еркіндікті қамтамасыз ету тиіс.

5.5.6 Жобалау құжаттамасында бөлшектер мен көпірлердің бөліктерін үйіндіні төгу және еңістерді күшейту кезіндегі зақымданулардан, қоқысталу мен ластанудан, жеміргіш ортаның зиянды әсерінен, жоғары температурадан, кезбе тоқтардан және т.б. қажетті қорғаныс жасау шаралары қарастырылуы қажет.

5.5.7 Қайта жобаланатын көпірлер үшін көршілес тұрған басты фермалар (аркалықтар) арасындағы аралықты тексерудің қамтамасыз етілу жағдайларына, конструкциялардың жекелеген бөліктерінің ағымдағы ахуалы мен сырлану жағдайына қарай белгілеу қажет. Аралық құрылыстар (көлік құралдары қозғалысының бір бағыттағы көлік жүретін бөлігінің астынан) бөлек болған кезінде шектес жатқан басты фермалар (аркалықтар) арасындағы ара-қашықтықты кемінде 1,0 м етіп алу қажет.

5.5.8 Ағаш көпірлерге зауытта дайындалған бөлшектерді қолдану қажет, ал желімделген бірігулері бар барлық көпірлердің бөлшектері тек зауытта дайындалған болу керек.

5.5.9 [4.1] Ағаш көпірлерді жобалау кезінде ағашты шіруден, ал қажет болған жағдайларда тұтанып жанудан қорғаудың арнайы шараларын қарастыру қажет.

5.5.10 [4.1.1] Ағаш көпірлердің конструкциясын тазалап, тексеру үшін, бірігулерде пайда болған тығыздалмаған жерлерді бұрандамалар мен тартпаларды тартып тығыздау үшін барлық бөліктерге қол жеткізуге болатындай, сонымен қатар жекелеген бөлшектерге қарапайым жөндеу жұмыстарын жүргізуге болатындай, темір жолдарда күрделі көпірлерге ауыстыру жұмыстарын жүргізуге болатындай болуы тиіс.

Конструкцияларда пайдаланылатын тораптар, түйісулер мен бірігулер құрылыстың жекелеген бөлшектері мен бөліктерінің арасындағы салмақтың біркелкі таралуын қамтамасыз ету қажет.

Жобалау жүргізу кезінде ерекше назарды конструкцияның жекелеген бөліктерінің желдетіліп тұруына жағдай жасалуына назар аудару қажет.

5.5.11 Бір қатарлы тіректердегі арқалықты эстакадалы көпірлерде көлденең күш қабылдану үшін әдеттегідей, әр бесінші тіректі екі қатарлы немесе көп қатарлы етіп орнату қажет.

5.5.12 [4.1.(2)P] Ағаш тіректерді пайдалану кезінде олар қаптаулардың, құрастырылған құрылыстардың және мұз кескіштердің көмегімен мұз бен қалқып жүретін заттардан сенімді түрде қорғалу керек.

5.5.13 [4.1.1] Бірігулер қарапайым, шабындылардың саны аз және су тұрып қалмайтындай орнатылуы тиіс.

Қалған бөлшектерде жел тию үшін келтектердің арасында кемінде 40 мм және бөренелердің арасында кемінде 20 мм саңылаулардың болуын қарастыру қажет. Саңылаулардың болуына жол берілмейтін конструкцияларда атмосфералық жауын-шашынмен ылғалдануға қарсы шаралар қолға алынуы тиіс. Ағаш конструкциялардың су бетіндегі бөліктеріне жабық түйісулер (барлық жағынан бастырмалар) жасауға рұқсат етілмейді. ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (4.1.1) сәйкес бүтін және желімделген ағаштың аралық құрылыстарында күн сәулесінің түсуіне жол берілмейтін шаралар қарастырылу қажет.

5.5.14 Кесілмелі материалдар ұзындығы бойынша ҚР СТ EN 385 талаптарына сәйкес тісшелі бірігулердің көмегімен біріктіріледі.

5.5.15 Ағаш бөлшектер антисептиктелгеннен кейін бекітпе бұйымдарды орнату үшін тесік тесуден басқа қандай да бір өңдеу жұмыстарын жүргізуге болмайды.

Біріктіріп тұратын бұйымдарды орнатудың алдында антисептиктелген ағаш тесіліп жасалған тесіктерді әбден герметикпен майлау қажет.

5.5.16 Желімделген немесе желім-жұқа тақтайлы басты арқалықты аралық құрылыстың көлденең қатты болуын қамтамасыз ету үшін 4 м - 6 м сайын аралық пен тіректі қималарға көлденең байланыстар, ал желім-жұқа тақтайлы арқалықтарда - арқалықтардың үстіңгі белдемелердің жазықтығында ұзыннан байланыстар орнату қажет.

5.5.17 Аралық құрылыстардың ұзындығы 15 м және одан артық басты арқалықтарды әдетте, резеңке тіректерге орналастыру керек. Арқалықтардың астынан жіберілетін тіректердің орнына су өткізбейтін материалдан төсеме салып, антисептиктелген ағаштан жасалған мауэрлатты бөренелер тұрғызуға болады.

5.5.18 [8.2.(3) P] Көпірдің көлік жүретін бөлігінің ағаш немесе темірбетон ұзындығы басты арқалықтармен арқалықтарға көлденең түсетін күштің берілуін қамтамасыз ететін бекіткіштермен біріктірілуі тиіс.

5.5.19 Автокөлік және қала көпірлерінің желімделген аралық құрылыстарының көлік жүретін бөлігін құру кезінде көпірдің қозғалыс аймағынан судың тез ағып кетуін қамтамасыз ететін ұзыннан және көлденең көлбеулерді қарастыру қажет.

Көпірдің ұзындығы 50 м дейін жеткенде және оның бір жаққа қарай еңісі кемінде 1 % болғанда, сондай-ақ көпірдің ұзындығы 100 м және көпірдің ортасынан екі жаққа қарай еңіс кемінде 1 % болғанда су ағысын судың көлденең ағылуын қамтамасыз ету есебінен қамтамасыз етуге болады.

5.5.20 [4.1.1] Желімделген аралық құрылыстардың көлік жүретін бөлігі төменде жатқан конструкцияларды жауын-шашыннан және тікелей түсетін күн сәулесінен қорғау керек. Көлік жүретін бөліктің плитасы тұтас болу керек, ал арқалықтардың жоғарғы белдемелеріне темірбетон плитаның астынан су өткізбейтін төсемелер салу қажет.

5.5.21 Көпірлердің ағаш конструкцияларын жобалау кезінде ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.3.1.3) сәйкес температура мен ылғал әсерінің сипаттамалары бойынша; EN 335-1, EN 335-2 және EN 335-3 белгіленген пайдаланудың нақты бір классы үшін N 350-2 талаптарына сәйкес кәдімгі төзімділік бойынша; ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (4.2) талаптарына сәйкес химиялық жеміргіштікке төзімділік бойынша пайдаланылу шарттарына ерекше назар аударылу қажет.

5.5.22 Конструкцияларды және әсіресе, олардың торапты бірігулерін жобалау кезінде ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (10-тарау) талаптарына сәйкес көлік және монтаждау жүктемесінің тексерілуін қарастыру қажет. Жұмыс құжаттамасында арқан байланатын жерлер мен оның байлану тәсілі, ал қажет болған жағдайда конструкцияларды тасымалдау, домалату және көтеру кезіндегі жергілікті күшейтуді көрсету қажет.

5.5.23 Көпірлердің көтергіш басты конструкцияларының көлемді тұтас қимасы болуы және бөренелерден, дөңгелек құрылыс ағаштардан немесе желімделген ағаштан жасалуы тиіс. Бөренелерден немесе дөңгелек құрылыс ағаштар біріктірілмейтін жағынан бөлшектердің арасында саңылаулары болатындай жобалануы тиіс. Бұл саңылаулар пайдалану барысында ағаштың тезірек кебуіне септігін тигізеді.

5.5.24 Көпірлердің көтергіш басты конструкцияларының торапты бірігулері мен тірек бөліктерін бөлшектердің ұштары мүмкіндігінше жақсы желдетіліп тұратындай және металға барынша аз жері ғана тиіп тұратындай жобалау қажет. Көтергіш конструкцияларды көпірлердің тіректеріне сүйеген кезде, сондай-ақ аркалардың, жиектердің шатыржал тораптарында және т.б. бітеу металл оймақтарды пайдаланбаған жөн.

5.5.25 Желдетілу жағдайларын жақсарту үшін көлік және қала көпірлеріндегі басты арқалықтардың сыртқы жақтарының арасындағы саңылау кемінде 100 мм, тірек бөліктерінің биіктігі кемінде 50 мм болуы керек. Көлік жүретін бөліктің басты арқалықтары мен плитаның арасына биіктігі 50 мм - 60 мм ойықтар жасалу тиіс.

5.5.26 Аралық құрылыстарда үстіден өтетін қатты және фермалармен біріккен көлік жүретін бөлікті көлденең байланыстар ретінде пайдалану қажет.

5.5.27 Майысатын тетіктері көбірек қималардағы майысатын бөлшектердің шеткі тартылған талшықтардың кесіліп босауына жол бермеу қажет. Талшықтардың көлденең үзілуіне қарсы бөрененің беріктілігі қамтамасыз етілген жағдайда бөлшектердің тірек қималарында ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.5.1 және 6.5.2) талаптарына сәйкес бөлшек биіктігінің кесілуіне жол беріледі.

5.5.28 Фермалардағы созылған және сығылған бөлшектердің түйіскен жерлерін тораптан (тақтада) басқа жерлерге орналастыру қажет. Бұл ретте, сығылған бөлшектердің түйіскен жерлерін ферманың жазықтығынан шығатын жерлеріне бекітілген тораптардың жанына орналастыру керек.

Желімделген кесілмеген арқалықтардың түйісулерін ең кішкентай тетіктер тұрған жерге орналастыру қажет.

5.5.29 Біріктірілетін бөлшектер бұрандамалармен, ал қажет болған жағдайда қамыттармен бекітілуі тиіс. Бұрандалардың екі жағында да болат сомындар болуы тиіс.

5.5.30 [8.1(1)P] Фермалардың тартылған және тартылып-майысқан белдемелерінің түйісулерін арасы тесік цилиндрлік болат сыналардағы, бұрандалардағы ағаш бастырмалармен жабу немесе желімді істікті жасау ұсынылады.

Металл тісшелі пластиналарды (МТП) пайдалануға тыйым салынады.

Шетжақта орындалған белдемелердің сығылған бөлшектерінің түйіспелері бастырмалармен жабылуы, ал қажет болған уақытта желімделген немесе бұралған болат стержендермен нығайтылуы тиіс.

Тақтайлы-шегелі фермалардың белдемелерінің түйіспелерін болат сыналардағы бастырмалармен жабу қажет.

5.5.31 Қатарымен орналастырылған уақытта бұрандамалардың, сыналардың, шегелердің, дюбелдердің, бұрама шегелердің, тұмшалауыштардың және істіктердің арасындағы ең кішкентай аралық 8.3.1.2(5), 8.6(3) және 8.7.2 (3) ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 тармақтарының талаптарына сәйкес қабылдануы тиіс.

5.5.32 Жапырақты және ағаштың басқа да қатты түрінен жасалған бөлшектер шегемен және дюбелмен қағылған кезде, сондай-ақ диаметрі d 6 мм артық шегелер пайдаланылған барлық жағдайларда алдымен диаметрі $0,8 - 0,9d$ ұяшықтың бұрғылануы қарастырылуы тиіс.

5.5.33 Сыналарды, дюбелдерді, бұрамаларды, бұрандаларды, тұмшалауыштар мен шегелерді тақтайлардың немесе бөренелердің осімен орналастырмау қажет.

Сына бірігулеріндегі бұрғыланған ұяшықтарды шахматты тәртіппен қою ұсынылмайды.

Фермалардың белдемелеріндегі шегелерді тік қатарға орналастыру керек.

5.5.34 Шегелер мен дюбелдерді теспей қағу кезінде олардың ұштары шегелер мен дюбелдердің арасын үлкейтпей орташа тақтайдың $1/3$ қалыңдығына кезек-кезек өткізіле алады.

5.5.35 Сына бірігулері бар түйіспелердегі тартпа бұрандамаларды сыналармен бірдей диаметрде пайдалану қажет. Бұрандамалардың саны сыналар санының 20 % аспауы және бастырманың әр жартысына төрттен кем болмауы керек.

5.5.36 Желімістікті бірігудегі істіктер ретінде диаметрі 12 мм - 26 мм кезеңді кескінді стерженді болат арматура қолдану қажет.

Істіктердің астындағы саңылаулардың диаметрлерін істіктердің диаметрлерімен салыстырғанда ұлғайтып тағайындау қажет: істіктің диаметрі 12 мм болғанда - 2 мм, 14 мм - 18 мм болғанда - 3 мм, 20 мм - 22 мм болғанда - 4 мм, істіктердің диаметрі 22 мм асқанда - 5 мм.

Істіктің бөренеге кіргізілетін тереңдігін істіктің 15 - 20 диаметріне лайықтап алу қажет.

5.5.37 Сығылған және созылған бөлшектерде істіктерді қимасы бойынша біркелкі орналастыру қажет. Істіктер саны кем дегенде төртке жету керек.

Істіктер саны бес және одан көп болғанда істік кернеуінің концентрациясына жол бермеу үшін ұзындықтарын әртүрлі етіп алу қажет.

5.5.38 Бірігулердегі ойылған ойықтар мен кесіктердің тереңдігі келтектерде (және көмкерілген бөренелерде) - 20 мм, бөренелерде - 30 мм кем болмауы тиіс.

Ойылған ойықтар мен кесіктердің тереңдігі аспауы тиіс:

а) сыналар мен қалыптардағы бірігулерде: келтектерде – келтек қалыңдығының $1/5$;

бөренелерде – бөрене диаметрінің $1/4$;

б) шабындыларда бірігулерде:

тірек тораптарда – бөлшек қалыңдығының $1/3$;

Өтпелі фермалардың аралық тораптарында - бөлшек қалыңдығының 1/4. Бірігулердегі опырылу жазықтықтың ұзындығы ойықтың кемінде төрт тереңдігіне және кемінде 200 мм болып тағайындалуы тиіс.

5.5.39 Шабындылардағы бөлшектердің бірігулерін әдетте, бір тісшесі бар алдыңғы жақтағы шабындылар түрінде немесе тақалып тұрған сығылған бөлшектердің тура алдынан тіреп жасау қажет.

Екі тісшесі бар алдыңғы шабындылардағы бірігулерде тісше шабындысының тереңдігі бірінші тісшенің тереңдігінен кемінде 20 мм тереңірек болуы тиіс. Үш тісшелі алдыңғы шабындыларды пайдалануға болмайды. Шеттегі шабындыларда бірігулердің болуына жол берілмейді.

Бүгілудің жұмыс жазықтығын жанасатын сығылған бөлшектің осыне перпендикуляр орналастыру қажет.

5.5.40 Тісшелі металл сыналардың пайдаланылуымен (EN 912 сәйкес) ағаш бөлшектер ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.9 және 8.10) талаптарына сай біріктірілуі тиіс.

5.5.41 Аатокөлік және қала көпірлерінің көлік жүретін бөлігін ағаш плиталардың, желімделген ағаш массивінен жасалған плиталардың немесе ағаш-бетон плиталардың пайдаланылуымен орналастыру қажет.

5.5.42 Көлденең тұрған арқалықтардан фермалардың белдемелеріне түсірілетін салмақ белдеменің барлық тармақтарын жабатын жастықшалар арқылы эксцентриситеттерсіз берілуі тиіс.

5.5.43 Сыртқы бірігулер болмаған уақытта қиғаш тіреулер мен тұғырлардың алдыңғы жағынан шабындылар орналасқан жерлерге жасырын істіктер, қиғаш тіреулер қиысқан жерлерге бұрандамалар мен төсемелер қойылу керек.

5.5.44 Торлы фермалардағы болат тартпалардың тармақтарының саны екіден аспау керек.

Тартпалардың ұштарында контрсомындар қарастырылу керек, жонылған жердің ұзындығы құрылыс жұмысы және пайдалану кезінде тартпалардың сомындармен қажетінше тартыла алыну мүмкіндігін қарастыру қажет.

5.5.45 Конструкция шешіміне ықпал ететін тасымалдау, жинау, ірілеп жиыстыру және монтаждау, ағаш конструкцияларды тот басудан және оттан қорғау тәсілдері алдын ала айқындалып, ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (10-тарау) талаптарына сәйкес жүргізілетін жұмыс жобасында көрсетілуі тиіс.

5.5.46 Ағаш көпірлердің аралық құрылыстарын жобалау кезінде конструкциялардың қызып кету және ылғалданып қалу, жобада қарастырылмаған діріл мен динамикалық әсердің болу мүмкіндігіне жол бермеу мақсатында жобаның құрылыс және технологиялық бөліктерінің тығыз байланыста болуы қажет. Оқшауланбаған ыстық құбырлар мен электр қуатын тарату желілерінің сымдары конструкцияларға ілінбеуі немесе оларға жақын орнатылмауы тиіс.

5.6 Желімделген ағаштан, LVL немесе жұқа тақтайдан жасалатын көпірлердің аралық құрылыстары арқалықтарының құрастырылуына қойылатын талаптар

5.6.1 Ағаш арқалықтар көпірлердің аралық құрылыстарына пайдаланылатын кермесі жоқ жазық конструкциялар болып табылады. Арқалықтар бүтін де, желімделген де

ағаштан және LVL жасалады. Желімделген ағаштан жасалған арқалықтар негізінен, қабаттарынан өзара желімделген тақтайлар пакеттерінен тұратын желімтақтайшалы, тақтайшалы белдемелерден тұратын және суға төзімді жұқа тақтай қабырғалары бар желім-жұқа тақтайлы жұқа қабырғалы және тақтайшалы белдемелерден тұратын және LVL қабырғалары бар болуы мүмкін.

5.6.2 Көпірлердің аралық құрылыстарына пайдаланылатын арқалықтарды геометриялық кескіні жағынан тік сызықты және қисық сызықты (жұқа тақтайлардан дайындалған – майыстырылып желімделген) немесе қисық сызықты жерлері бар деп бөлуге болады. Тік сызықты және қисық сызықты арқалықтар көлденең қималы тұрақты немесе ауыспалы биіктікте – бір еңісті және екі еңісті болуы мүмкін. Майыстырылып желімделген арқалықтарды жаяу жүргіншілер көпірлерінің аралық құрылыстарына пайдалануға болады.

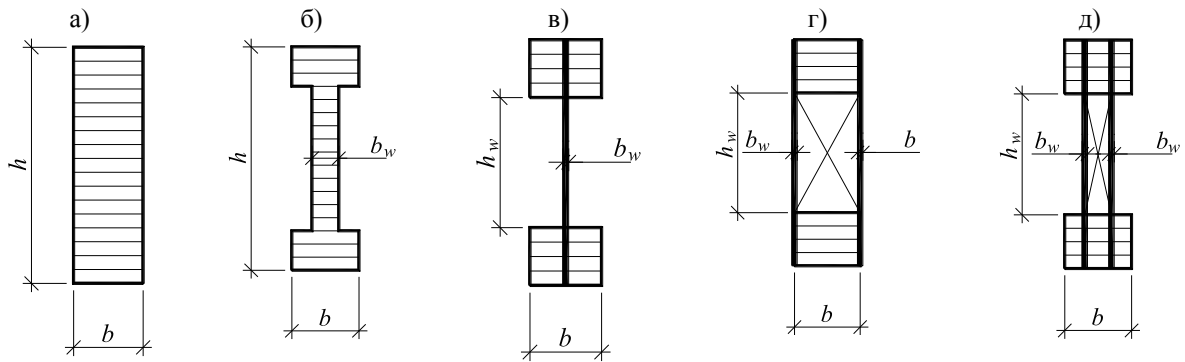
5.6.3 Ұзындығы 9 м бастап 24 м дейінгі автокөлік өтетін көпірлердің желімделген ағаштан, LVL (бұдан әрі желімделген), сондай-ақ суға төзімді жұқа тақтайдан жасалған аралық құрылыстарын қабырғалары тұтас кесілген немесе кесілмеген арқалықтар түрінде орындау ұсынылады.

5.6.4 Көпірлердің аралық құрылыстарының басты желімделген арқалықтардың көлденең қимасының оңтайлы пішіні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.3.3, 6.4.1 – 6.4.3, 7.2, 9.1.1) және ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (6.2, 7.3) талаптарына сәйкес көтеру қабілеті мен пайдаланушылық жарамдылығының шекті жағдайының есептелуі негізінде анықталуы тиіс. Көпірлердің аралық құрылыстарының басты желімделген және желім-жұқа тақтайлы арқалықтардың автокөлік жолдарындағы ықтимал қималары 5.6-суретте келтірілген. Қабырғалары жұқа тақтайдан жасалған басты арқалықтарды екі таврлік көлденең қима түрінде орындау ұсынылады. Желім-жұқа тақтайлы арқалықтарды дайындау үшін пайдаланылатын жұқа тақтайдың қалыңдығы кемінде 6 мм болып, суға төзімді желімдермен дайындалу, сондай-ақ ҚР ҚН EN 12369-1, EN 636 талаптарына сай келу керек.

5.6.5 Бөлшектер дайындалу технологиясының және материалдардың өзіне де, желімделуіне де қойылатын ҚР СТ EN 14080, EN 350-1, EN 350-2, EN 15228, EN 386, EN 335-2, EN 335-3, EN 314-2 негізгі талаптарының ескерілуімен конструкциялау қажет. Бөлшектер мен бірігулердің конструкциясы олардың жұмысының статикалық нақты тәртібін қамтамасыз ету керек.

5.6.6 Конструкциялар ағаштың атмосфералық жауын-шашындардың әсерінен ылғалданудан және мүмкіндігінше, ағаш қаңқаның үстімен қорғайтын еңістеп тақтайларды жабу арқылы тікелей түсетін күн сәулесінен қорғалу шаралары қарастырылуы қажет. Барлық бөлшектер мен конструкциялар ашық, жақсы желдетілетін және тексеріп-қарау үшін қол жетімді болуы тиіс.

Тірек бөліктердің конструкциясы тіректен аралық құрылыстың бөлшектеріне ылғалдың тиюіне жол бермеу керек.



а – тікбұрыш; б – қоставрлі; в – желім-жұқа тақтайлы қоставрлі; г – желім-жұқа тақтайлы қорапты; д – желім-жұқа тақтайлы қоставрлік-қорапты

5.6-сурет – Желімделген және желім-жұқа тақтайлы басты арқалықтардың көлденең қимасының түрлері

5.6.7 Желімделген және желім-жұқа тақтайлы бөлшектерді пайдалану кезінде осы құжаттың 6-тарауында көрсетілген талаптар сақталу тиіс. Бүтін ағаштан жасалған ені үлкен бөлшектерді жұқа тақтаймен біріктіріп желімдеген кезде олардың ені 100 мм аспау керек.

5.6.8 Суға төзімді жұқа тақтай мен ағаштан желімделген созылған бөлшектерде бір қимада суға төзімді жұқа тақтайдың барлық беттерінің 20 % асырмай түйістіруге болады. Көршілес түйісулердің осьтерінің арасындағы ара-қашықтық кемінде 1000 мм болуы тиіс.

5.6.9 Желімделген бөлшектердің конструкциясы ағаштың антисептиктелу мүмкіндігін қамтамасыз ету қажет.

Антисептиктеуден кейін біріктіру бөлшектерін (бұрандамалар, бұрандалар, бұрама шегелер, шайбалар, сыналар және т.б.) орнату үшін тесіктерді бұрғылаудан басқа, конструкцияның бөлшектерін өндеуге жол берілмейді.

Біріктіру бөлшектерін орнатпай тұрып, бұрғыланған саңылаулар EN 15228 талаптарына сай антисептикпен өңделуі тиіс.

5.6.10 Тікбұрышты және қоставрлік қималардың басты арқалықтардың биіктігін 1/10 - 1/15 аралық шегінде тағайындау ұсынылады.

5.6.11 Тікбұрышты арқалықтардың ені мен қоставрлік арқалықтардың қабырғаларының қалыңдығы 6.1.7 және 9.1.1(8) ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 тармақтарына сәйкес бейтарап осі бойынша ығысуға (ұсатылуға) төзімділігінің есептелуімен анықталады. Тікбұрышты арқалықтардың енін жалпы төзімділік жағдайларына қарай арқалық биіктігінің кем дегенде 1/6 етіп алу ұсынылады. Қоставрлік арқалықтар үшін сығылған белдеменің енін арқалық биіктігінің кемінде 1/5, ал қабырғаның қалыңдығын шағын сөре енінің кемінде 1/2 алу ұсынылады.

5.6.12 Тікбұрышты қималы желімделген арқалықтардың шеткі аймақтарында (арқалық шегінен 1/6 биіктікте, екі ағаштан кем емес), қоставрлік қималы арқалықтардың белдемелерінде және барлық созылған бөлшектерде беріктілік классы C27 кем түспейтін кесілген материал қолдану қажет, ал қалған аймақтар мен бөлшектерде беріктілік классы бір сатыға төмен кесілген материалды қолдана беруге болады.

5.6.13 Аралық құрылыстың желімделген және желім-жұқа тақтайлы басты арқалықтармен көлденең беріктігін қамтамасыз ету үшін шет жақ пен аралыққа 4 м - 6 м сайын көлденең байланыстар, ал жоғарғы белдеменің жазықтығына ұзыннан байланыстар

орнату қажет. Көлік жүретін бөлік басты арқалықтармен сенімді біріктірілген кезде жоғарғы белдеменің жазықтығындағы ұзыннан байланыстардың болуы міндетті емес. Барлық байланыстар ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (9.2.5) талаптарына сәйкес есептелуі тиіс.

5.6.14 Желім-жұқа тақтайлы бөлшектерді конструкциялау кезінде жұқа тақтайды опыру және тартылу күші көбірек болатын жерлерге (аралықтардың қабырғалары, тартылған белдемелер және т.с.с.) орналастырған жөн.

5.6.15 Жұқа тақтайлы қабырғаның қалыңдығы (6 мм кем болмауы тиіс) қиманың бейтарап осы бойынша ұсатылуға беріктік шарттарына қарай тағайындалады.

Олардың арасындағы ара-қашықтық пен беріктік қабырғаларының қимасы 9.1.1(7) және 9.1.1(8) ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 тармақтарының немесе осы құжаттың 8.1.9 тармағының талаптарына сәйкес жұқа тақтай қабырғасының жергілікті беріктілігін қамтамасыз ету шарттарына қарай тағайындалады.

Жұқа тақтай беттері түйіске жерлерге беріктілік қабырғаларын орнату міндетті.

Беріктілік қабырғаларын арқалықтың қабырғаларына желімдеу керек. Беріктілік қабырғаларын өзге жолмен бекітуге жол берілмейді.

Арқалық қабырғасындағы жұқа тақтайдың сыртқы қабаттарының талшықтарын арқалықтың ұзыннан осы бағытында орналастыру керек.

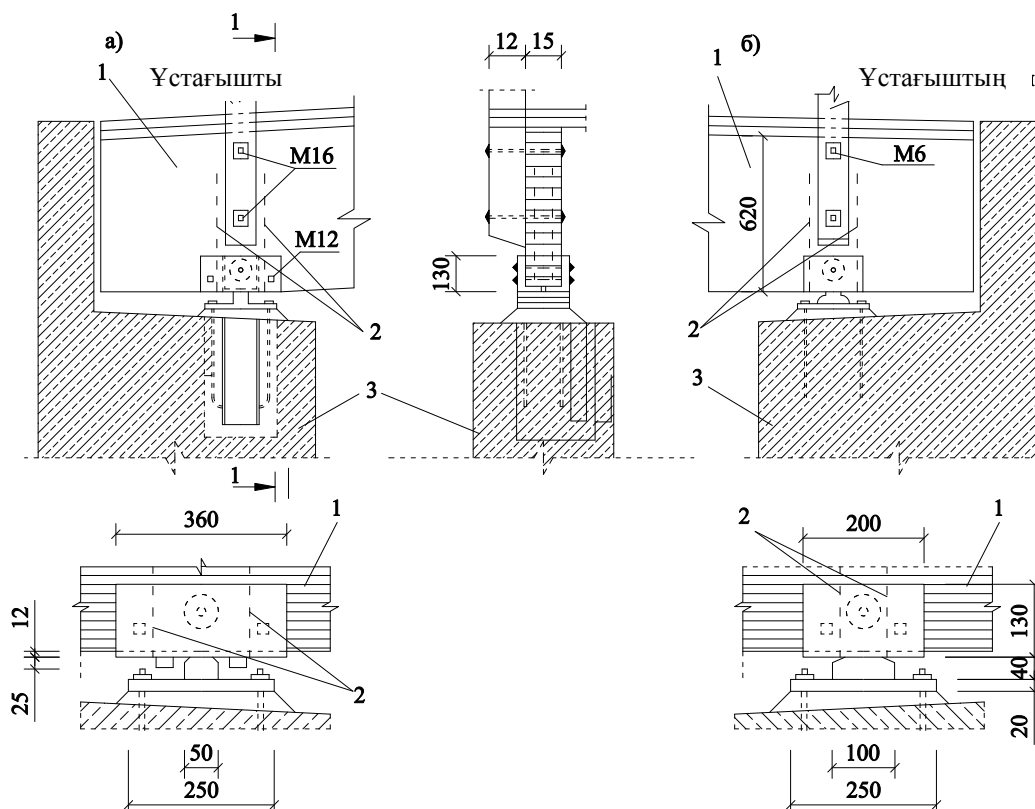
5.6.16 Тірек бөліктер ретінде ұзындығы 24 м дейінгі аралық құрылыстар үшін резеңке төсемелер қолдану ұсынылады. Тірек бөліктердің орнына су өткізбейтін материалдан жасалған төсемелері (басты арқалықтармен байланыс жазықтығы бойынша) бар антисептиктелген ағаштан жасалған мауэрлатты бөрене қолдануға болады.

5.6.17 Қатпарлы желімделген ағаштан жасалған арқалықтар мен LVL арқалықтары үшін тірек тораптары болат топсалардың қолданылуымен орындалады. Мұндай тораптарға мысалдар 5.7-суретте келтірілген. Олардың есебін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.1.5 және 8.7.2) талаптарына сай жүргізу қажет.

5.6.18 ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.5) талаптарына сай келгенде ғана арқалықтарда кесіктердің, қисықтар мен қиындылардың болуына жол беріледі.

5.6.19 Жұмсақ байланыстардағы құрамдас арқалықтарға бөлшектерді байланыстар қойылғанша майыстырып, құрылыс бұрыш келтіру қажет. Құрылыс бұрышының шамасын есепті жүктеменің әсерінен болған құрамдас арқалықтың иілімімен салыстырғанда бір жарық есеге ұлғайтып қабылдау қажет.

5.6.20 Топсалы сүйеуі мен тікбұрышты төменгі қыры бар желімді арқалықтарға арқалықтың $1/200$ тең құрылыс бұрышын келтіру қажет. Желімді арқалықтардың көлденең қимасын желімді тігістерді көлденең орналастырып та, тігінен орналастырып та құруға болады. Көпірлердің аралық құрылыстарына желімді тігістері көлденең орналасқан желімді арқалықтар пайдалану қажет. EN 1194 белгіленген қатпарлы желімделген ағаш үшін беріктілік классы желімделген тігістері көлденең қимада көлденең орналасқан желімделген бөлшектерге ғана таралады.



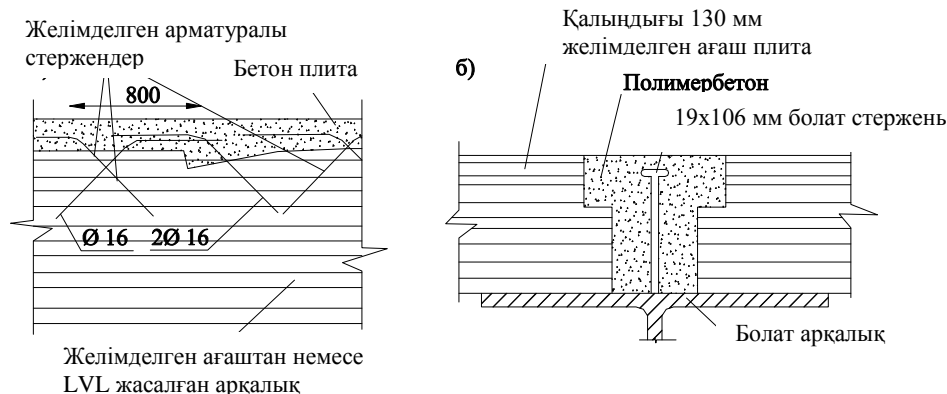
а – қозғалмайтын тіректің сызбасы; б – қозғалатын тіректің сызбасы; 1 – желімделген ағаштан жасалған басты арқалық; 2 – желімделген немесе бұралған стержендер; 3 – көпірдің темір-бетон тіректері

5.7-сурет – Көпірлердің аралық құрылыстарының басты арқалықтарының тірек тораптарының сызбасы

5.6.21 Желімделген немесе желім-жұқа тақтайлы арқалықтар үстімен өтетін көпірдің көлік жүретін бөлігі тақтайлардан желімделген немесе қағылған ағаш-плита түрінде де, темір-бетон плита түрінде де орындала алады.

Көпірдің темірбетоннан жасалған көлік жүретін бөлігі ҚР ҚН EN 1992-1-1:2002/2011 талаптарына сай жобаланып, дайындалады.

Ағаш-плита түріндегі көлік жүретін бөлік әдетте, басты арқалықтармен жасалатын біріккен жұмысқа кіргізілмейді. Плитаның ағаш-плитасының басты арқалықтармен бірігуі аздап жұмсақ болған уақытта басты арқалықтардың есептеулерінде ағаш-плитаның жұмысын ескеруге болады. Мұндай бірігулерді негіздеу үшін сараптамалық-теориялық зерттеулер жүргізілуі тиіс. Көлік жүретін бөліктің темір-бетон плитасына келер болсақ, ол басты арқалықтармен жүргізілетін бірлескен жұмысқа кіргізілуі тиіс. Темірбетон плитаның басты арқалықтармен біріктірілу мысалдары 5.8-суретте көрсетілген.



а – көлік жүретін бөліктің бетон плитасының басты арқалықпен бірігу сызбасы; б – көлік жүретін бөлік плитасының басты арқалықпен бірігу сызбасы

5.8-сурет– Плиталардың көпірлердің аралық құрылыстарының басты арқалықтармен бірігуінің сызбасы

5.6.22 [8.2.2(3)P] Көлік жүретін бөліктің басты арқалықтарға біріктірілуі арқалықтарға көлденең орналасқан соққылардың, жел жүктемесінің, сонымен қоса тежелуден болатын ұзыннан жүктеме мен көлік құралдарының тартым күшінің берілуін қамтамасыз ету қажет. Бекітпелер плитаның арқалықтан қалыс қалуына кедергі болу керек.

5.6.23 Автокөлік өтетін көпірлердің желімделген (қатпарлы желімделген ағаш, LVL) және желім-жұқа тақтайлы аралық құрылыстарының көлік жүретін бөлігін конструкциялау кезінде берік гидро окшаулаумен қатар судың көлік жүретін жерден тез ағылып кетуін қамтамасыз ететін ұзыннан немесе көлденең еңістердің жасалуын қарастыру қажет. Көпірдің ұзындығы 50 м дейін болғанда және бір жақты еңіс кемінде 1 % , ал көпірдің ұзындығы 100 м және еңіс екі жақты болғанда су ағысы судың ұзына бойы ағылуына жағдай жасалуының есебінен қамтамасыз етіледі. Өзге жағдайларда суды су бұру лотоктарының көмегімен жол жиегінен ары бұру қажет. Көлік жүретін бөліктің плитасында орналасқан су бұру құбырларын қолдануға жол берілмейді.

5.6.24 Көпірлердің үстін жабатын жабын ретінде нақты бір климаттық аймақ үшін жүргізілген зерттеу нәтижелеріне негізделген, ұлттық қосымшада келтірілген беткі өңдеу немесе асфальтбетон қолданыла алады.

Желімделген және желім-жұқа тақтайлы аралық құрылыстардың көлік жүретін бөлігі төменде орналасқан конструкцияларды атмосфералық жауын-шашынның тиюінен қорғалуын қамтамасыз ету және емін-еркін желдетілуіне кедергі келтірмеуі қажет.

Аралық құрылыстың және әсіресе, басты арақалықтардың шеттерінің желдетілуін жақсарту үшін басты арқалықтардың ұзындығын тірек осьтерінің арасындағы арақашықтыққа қарағанда 60 мм - 80 мм қысқарак, ал тірек бөліктердің биіктігін кемінде 50 мм етіп алу ұсынылады. Басты арқалықтардың шеттері арнайы мастикалардың көмегімен ылғалдан қорғалуы тиіс.

5.6.25 Желімделген және желім-жұқа тақтайлы аралық құрылыстардың жобалары тасымалдау және монтаждау кезінде бөлшектердің бекітілу тәсілдері туралы нұсқаулар, сондай-ақ мүлтік керек-жарақтардың конструкцияларын қамтуы тиіс.

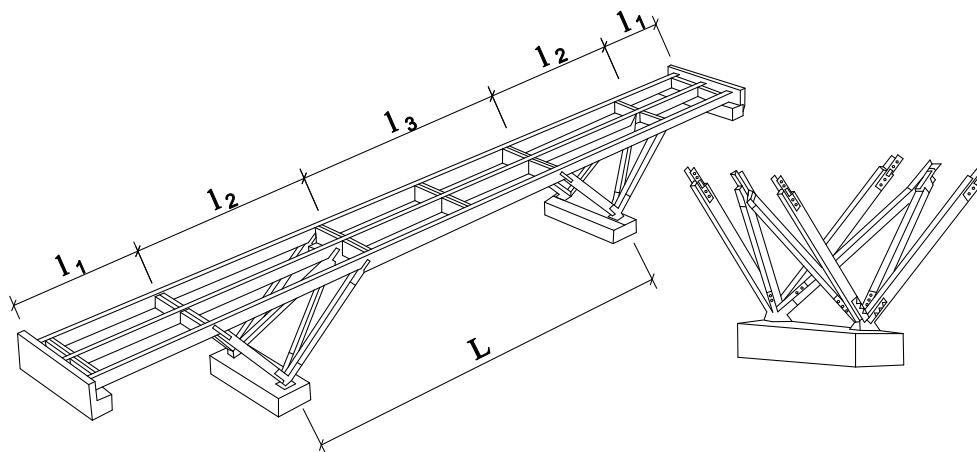
5.7 Желімделген ағаштан жасалатын көпірлердің аралық құрылыстарының жиектері мен аркалардың құрастырылуына қойылатын талаптар

5.7.1 Көпірлердің аралық құрылыстарының көтергіш басты конструкциялары ретінде пайдаланылатын жиектер мен аркалар жазық керме конструкцияларға жатады.

Аралық құрылыстарды жобалау кезінде көп жағдайда тұтас қималы желімделген ағаш жиектерді пайдалану қажет. Өтпелі (торлы) жиектер негізінен, бүтін ағаштан жобаланады.

5.7.2 Жаңа көпірлердің құрылысын жүргізу кезінде негізінен қатпарлы желімделген ағаштың тік сызықты бөлшектерден жасалған жиектер (5.9-сурет), сондай-ақ қисық сызықты қойындылары бар қатпарлы желімделген тік сызықты бөлшектерден жасалған жиектер пайдаланылады (5.2а-сурет).

5.7.3 Жиектердің тұғырларын көлденең қиманың ауыспалы биіктігімен h және тұрақты енімен b , ал ригелдерді көлденең қиманың тұрақты биіктігімен және енімен жобалау қажет. Жиектерді көпшілік түрлері үшін келесідей конструкциялық өлшемдер ұсынылуы мүмкін: карнизді тораптар аймағындағы тұғыр мен ригелдің көлденең қимасының биіктігі $h_1 = (1/20 - 1/30)L$, ал тұғырлардың тірек тораптарында – $h_3 = 0,4h_1$. Ең жоғары биіктіктің жиектердегі көлденең қиманың еніне ара-қатынасы $h_1/b = 4 - 8$ алына алады. Бұл конструкциялық ұсыныстар көпшілік қолданысқа арналған жиектерге жатады. Үлкен аралықты және пішінінің құрылуы жағынан бірегей жиектер орнатыла алады. Оларға қойылатын талаптар көптеген факторлар мен жобалау міндеттеріне байланысты болады.



5.9-сурет – Швециядағы Клинтфорсан өзені арқылы өтетін көпірдің конструкциясы [6]

5.7.4 Желімделген жиектердің бөлшектерінде шеткі аймақтарына көлденең қимасының биіктігі 1/6 беріктілік классы жоғарырақ ағашты пайдаланып, орта тұсына беріктілік классы төменірек ағашты пайдаланып, беріктілік классы екі түрлі ағашты қатар қолдануға болады.

5.7.5 Жиектердің статикалық есебі ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (5.4.4) талаптарына сай орындалады.

5.7.6 Жиектер ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.2, 6.3) и ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (6.2, 7.3) талаптарына сай көтеру қабілеті мен пайдаланушылық жарамдылықтың шекті ахуалы бойынша есептелуі тиіс.

5.7.7 Қатпарлы желімделген ағаштан немесе LVL жасалған майыстырылып-желімделген жиектердің қисық сызықты жерлері ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.4.3) талаптарының ескерілуімен есептелуі тиіс.

5.7.8 Көпірлердің аралық құрылыстарын жобалау кезінде екі және үш топсалы аркалар пайдаланыла алады. Көпірлердің аралық құрылыстарында тікбұрышты тұрақты көлденең қималы қатпарлы желімделген ағаш массивінен дайындалған аркалар пайдаланылады. Көпірлерді жобалау кезінде көп жағдайда қисықтықтың тұрақты және ауыспалы радиусының қисық сызықты аркалары пайдаланылады.

5.7.9 Іші қуыс аркаларда көтергінің жебесі әдетте, аралықтан $1/5 - 1/7$ болып алынады. Жалпы жағдайда, көтергі жебесінің аралыққа ара-қатынасы қозғалысы сызықтарының санына (көлік жүретін бөліктің еніне) және көпір тіректері арасындағы ара-қашықтыққа байланысты қабылдану қажет. Көлемі үлкен емес аралықтың (аралығы 18 м дейін) қатпарлы желімделген ағашынан жасалған аркалардың қимасын көлденең қима биіктігінің еніне ара-қатынасы 5 аспайтын етіп қабылдау ұсынылады. h/b ара-қатынасы үлкен болмағанда ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.3.2 және 6.3.3) талаптарына сәйкес сығылып-майысатын бөлшек ретінде орнықтылыққа есептеу жүргізу қажет. Көлденең бағытта аркалар көлденең қиманың орнықтылығының жоғалуынан босатылу қажет.

5.7.10 Қатпарлы желімделген ағаштан жасалған аркалардың бөлшектерінде шеткі аймақтарына көлденең қимасының биіктігі $1/6$ беріктілік классы жоғарырақ ағашты пайдаланып, орта тұсына беріктілік классы төменірек ағашты пайдаланып, беріктілік классы екі түрлі ағашты қатар қолдануға болады.

5.7.11 Қатпарлы желімделген ағаштан жасалған аркалардың қисық сызықты бөлшектеріндегі тақтайлардың қалыңдығы 34 мм – 36 мм аспауы тиіс және $r/250$ артық болмауы керек, мұнда r – қисықтықтың радиусы. Аркаларды дайындау үшін пайдаланылатын қатпарлы желімделген ағаш ҚР СТ EN 14080 талаптарына сай келуі тиіс.

5.7.12 Аркаларға статикалық есепті ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (5.4.4) талаптарына сәйкес жүргізу қажет.

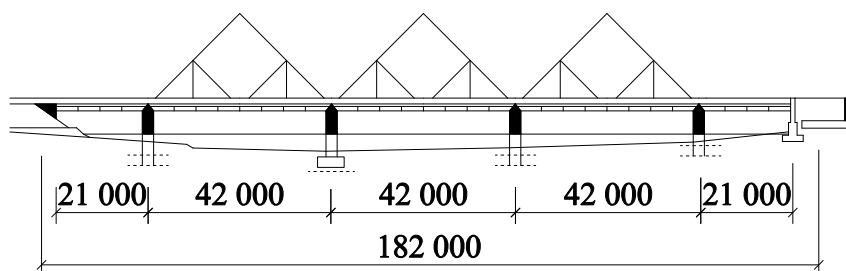
5.7.13 Аркалар ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.2, 6.3) және ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (6.2, 7.3) талаптарына сәйкес көтергіш қабілеті мен пайдаланушылық жарамдылықтың шекті жағдайы бойынша есептелуі тиіс.

5.7.14 Аркалардың тірек және шатыржал тораптары ағаштағы тірек бөліктерін тексеріп қарау үшін қол жетімді болуы және жабық типті болат оймақтар пайдаланылмауы тиіс.

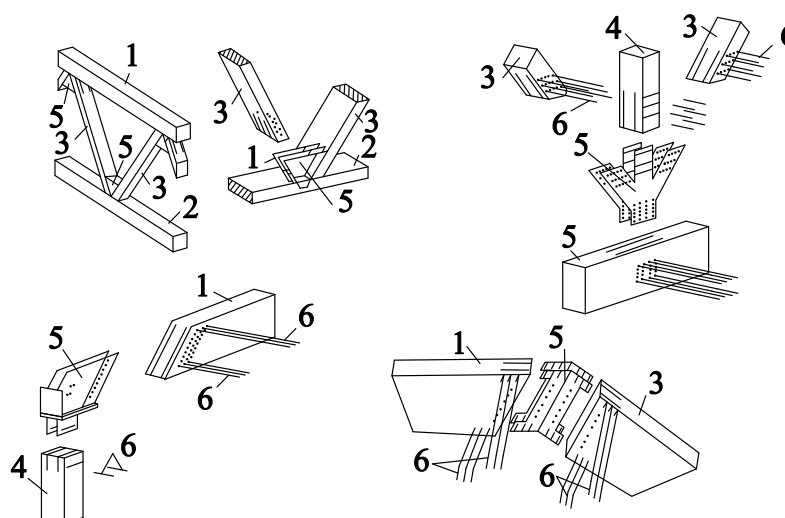
5.8 Желімделген ағаштан немесе LVL жасалатын көпірлердің аралық құрылыстары фермаларының құрастырылуына қойылатын талаптар

5.8.1 Фермалар арқалық типті арасы қуыс конструкциялардың қатарына жатады. Көпірлердің аралық құрылыстарында көп жағдайда үшбұрыш бейінді фермалар (5.10-сурет) мен параллель белдемелі фермалар қолданылады. Мұндай фермалардың бөлшектері қабатты қатпарлы желімделген ағаштан да, LVL да дайындала алады. Фермалардың торапты бірігулері көпірдің еніне және тіректердің арасындағы ара-қашықтыққа байланысты сақиналы және тісшелі сыналардың, тісшелі-тиекті желімделген

бірігулердің, желім-істік бірігулердің және болат сына пластиналардың пайдаланылуымен орындала алады (5.11-сурет).



5.10-сурет—Финляндиядағы көпірдің шетінен қарағандағы көрінісі [7]



1—ферманың жоғарғы белдемесі; 2 — ферманың төменгі белдемесі; 3 — қиғаш тіреулер; 4 — тұғыр;
5 — сыналардың астындағы саңылаулары бар болат пластиналар; 6 — сыналар

5.11-сурет –Металл пластиналар мен сыналардың пайдаланылуымен ферма тораптарының бірігу сызбалары

5.8.2 Жұмсақтығы әртүрлі байланыстардағы бірігулері бар фермалардың бөлшектерінің тораптары мен түйісулерін, сондай-ақ стержендердің бір бөлігі тікелей, ал екінші бөлігі аралық бөлшектер мен бірігулер арқылы біріктірілген түйіспелерді жобаламаған жөн.

5.8.3 Ферма бөлшектерінің тораптары мен түйіспелеріндегі беті жұмсақ цилиндр сыналардағы бірігулерге тартпа бұрандамалар орнатылуы қажет. Тартпа бұрандамалардың саны сына санының 25 % кем болмауы керек. Жұмсақ байланыстардағы фермалардың құрамдас бөлшектері бұрандамалармен тартылуы керек. Тартпа бұрандамалардың диаметрі есептеліп анықталып, 12 мм кем болмауы тиіс. Шайбалардың жан-жағының көлемі немесе диаметрі кем дегенде $3,5d$ және қалыңдығы кем дегенде $0,25d$ болуы керек.

5.8.4 Фермалардың тартылған төменгі бөліктерінің түйіспелерін беріктілігін міндетті түрде тексеріп, босап кетуін, кернеу концентрациясы мен ықтимал эксцентриситеттерді ескеріп, панель ортасында немесе аралықтың ортасында орындау қажет.

5.8.5 Фермаларды дайындау үшін пайдаланылатын материалдар мен біріктіру бөлшектері ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (3.2(1)P, 3.3(1), 3.3(4)P, 3.4(1)P, 3.4(6)P, 3.6(1)P, 3.7(1)P, 4.1(1)P, 4.2(1)P белгіленген талаптарға сай келу керек.

5.8.6 Фермалардың барлық бөлшектерінің осьтері тораптарға ортаға тартылу керек. Торлардағы торшалардың ортаға тартылмаған бірігулері болмауы керек.

5.8.7 Фермалардың ағаш бөлшектеріндегі нетто көлденең қимасы симметриялы босау кезінде кемінде 5000 мм^2 және брутто қимасының толық ауданының жартысынан кем емес, сондай-ақ симметриялы емес босау кезінде кемінде 0,67 болуы тиіс. Босаған ферма бөлшектері ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (5.2) талаптарына сай есептелу керек.

5.8.8 Сыналарға арналған саңылаулары бар металл пластиналар түріндегі біріккен бөлшектері бар фермаларда кез келген ағаш бөлшектегі пластинаның минималды айқасы кем дегенде 40 мм болу және ағаш бөлшектің биіктігінің кем дегенде $1/3$, ал ферма белдемелерінің түйіспелерінде бөлшектің талап етілетін биіктігінің кемінде $2/3$ құрау қажет.

5.8.9 Барлық фермалардың құрылыс бұрышы болуы тиіс. Құрылыс бұрышының шамасы аралықтың кем дегенде $1/200$ құрауы тиіс. Аралығы 30 м асатын фермаларда тіректердің бірі топсалы жылжымалы болуы тиіс.

5.8.10 Фермалар ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (5.4.1 – 5.4.3, 6.1.2 – 6.1.5, 6.2.1, 6.2.2) және ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (6.2, 7.2, 7.3) талаптарына сәйкес салмақ түсу және пайдаланушылық жарамдылық қабілетінің шекті жағдайына қарай есептелуі тиіс.

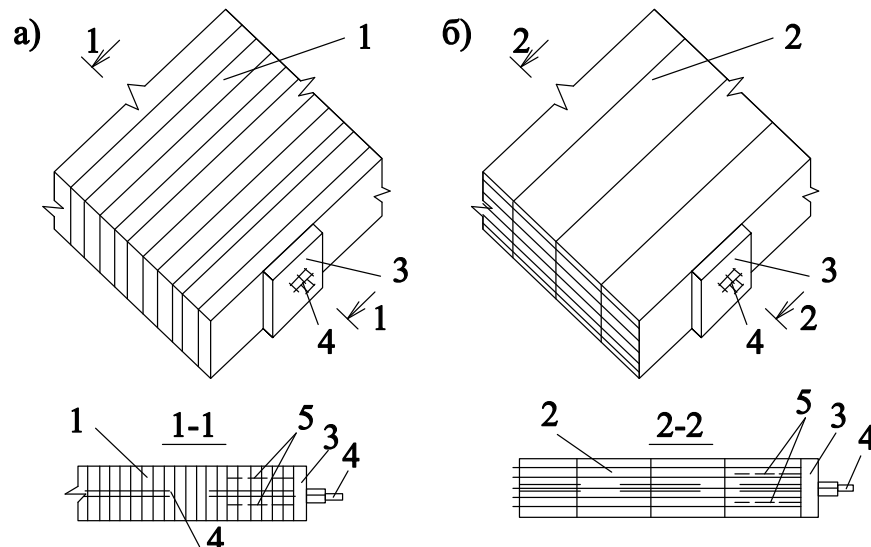
5.9 Көпірлер төсемдерінің көп қабатты алдын ала кернелген ағаш плиталарына қойылатын талаптар

5.9.1 [1.5.2.2] Ағаш арқалық көпірлерді жобалау кезінде көпірлердің көлік жүретін бөлігінің төсемі ретінде екі түрлі көп қатпарлы ағаш плиталар қолданыла алады: тақтайлары көлденең қимамен көлденең және тігінен орналасқан төсемнің көп қатпарлы плиталары. Плиталардағы қабаттардың бірігуі механикалық байланыста (шегелер, бұрамалар) да, желімделіп те бекітіле алады. Желіммен біріктірілген плиталар механикалық байланыспен біріктірілген бірігулерге қарағанда қаттырақ болып келеді.

Қатпарлары желіммен біріктірілген көп қатпарлы плиталар көп жағдайда көпірдің көлік жүретін бөлігінің ұзыннан осыне қарай көлденең бағытта алдын ала тартылып орындалады. Қатпарлары механикалық байланыспен біріктірілген көп қатпарлы плиталар қатпарларды тігінен орналастырып барып алдын ала тартыла алады (5.2-сурет).

Төсемнің ағаш плиталарының алдын ала кернеуі болат стержендерді немесе арматураны тарту арқылы жасалады. Болат стержендер немесе арматура плитаның ойықтарына немесе саңылауларына орналастырылады. Стержендер тарату пластиналар арқылы ағашқа тартылады. Алдын ала кернеудің күші талшықтарға көлденең әсер ететіндіктен, алдын ала кернеу кезінде ағаштың жылжу және ағаштың ылғалдылығы өзгерген кездегі сызықтың кеңеюдің коэффициенті сияқты қасиеттерін ескеру қажет. Жылжығыштық пен сызықтық кеңеюі көлденең бағытта талшықтардың бойымен пайда болатыннан артығырақ, ал беріктік 10-12 есеге кем екені белгілі. Осы жағдайды ескере отырып, тартпалардағы алдын ала кернеудің күші азаятын болады. Сол үшін төсемнің кернеу алдындағы плиталарда пайдаланудың тұрақты температура-ылғалдылық

шарттары сақталған жағдайда 4 айда бір рет тартымдағы күшті бақылау керек. Ал егер бұл шарт орындалмаса, ағаш (тақтай) қатпарлары арасындағы ұзақ уақытты қалған сығылу кернеуі $\sigma_{p,min} 0,35 \text{ Н/мм}^2$ кем болмау үшін кернеу алдын талаптарды басшылыққа ала отырып, жиірек бақылап отыру қажет.



1 – қатпарлы желімделген ағаш плита; 2 – қатпарлары көлденең орналасқан қатпарлы желімделген ағаш плита; 3 – таяныш болатын болат пластина; 4 – болат тартпа; 5 – желімделген немесе бұралған стержендер; а – қатпарлары тігінен орналасқан қатпарлы желімделген ағаш плита; б – қатпарлары көлденең орналасқан қатпарлы желімделген ағаш блоктардан жасалған плита

5.12-сурет– Кернеу алды көп қатпарлы ағаш плиталардың сызбасы

Қатпарлы желімделген ағаштан дайындалған төсем плиталарында, сонымен қатар қалыңдығы $t \geq 200$ мм блоктардан (қатпарлары көлденең орналасқан қатпарлы желімделген ағаш, LVL немесе ағашы бүтін бөренелер) тұратын плиталарда ағаштың жылжуы салдарынан алдын ала кернеудің жоғалуын азайту мақсатында таяныш пластиналар ағашпен жанасатын жерге бұралған немесе желімделген стержендер орнату ұсынылады (5.12-сурет). Мұндай шешім болат тартпалардың алдын ала тартылу деңгейін ұлғайтуға мүмкіндік береді. Өйткені таяныш алаңдарының салмақ көтеру қабілеті талшықтар көлденең майысқан кезде ағаштың беріктілігімен емес, талшықтарға көлденең бұралған немесе желімделген стержендердің беріктілігімен анықталатын болады. Оның үстіне, бұл ағаштағы ылғалдың алдын ала кернеу деңгейіне келтіретін ықпалын азайтуға мүмкіндік береді.

Төсемнің ағаш плиталарына алдын ала кернеу жасау қажеттілігі плитаға көлденең бағытта монолиттілік келтірумен, көлік жүктемесінің әсерінен қатпарлы плиталардың тігінен орналасқан желімделген тігістеріндегі созылатын және ығыстыратын кернеудің азаюымен, көлік құралдарынан келтірілетін жинақталған жүктеменің плитаның енімен таралатындығымен, көлік жүретін бөліктің асфальтбетон жабынында сызаттардың пайда болмайтындығымен, сондай-ақ пайдалану барысында плиталардың сенімділігі мен қызмет атқаруының ұзартылуымен түсіндіріледі.

Көпірлердің құрылысын салу тәжірибесінде қатпарлары желімделіп біріктірілетін көп қатпарды алдын ала кернеулі плиталар да, механикалық байланыс та қолданылады.

5.9.2 Төсемнің көп қатпарлы алдын ала кернеулі плиталары қалыңдығы 30 мм бастап, 60 мм дейін, ені 150 мм бастап, 250 мм дейін, көпірдің көлік жүретін бөлігінің осінің бойымен тігінен (қабырғасына) орналасқан тақтайлардан жасалуы тиіс. Тақтайлардың арасындағы бірігу желімделіп те, механикалық байланыспен де (шегелермен) бекітіле алады. Көп қатпарлы алдын ала кернеулі төсем плиталарына қолданылатын кесілмелі материалдардың ұсынылатын қалыңдығы 5.3-кестеде көрсетілген.

5.3-кесте – Алдын ала кернеулі төсем плиталарына қолданылатын кесілмелі материалдардың ұсынылатын қалыңдығы [13]

Кесілмелі материалдардың қалыңдығы, мм	Плитаның ең ұзын ұзындығы, м	
	ені 3,5 м бір қозғалыс жолақты	ені 7,0 м екі қозғалыс жолақты
18	4,27	4,27
20	5,18	5,18
23	6,71	6,40
25	7,32	7,01
29	7,62	7,32
30	8,23	7,92
34	9,45	8,84
36	10,06	9,45
38	11,28	10,67

5.9.3 Плитаның ұзыннан осыне көлденең бағытта орнатылатын алдын ала кернеулі болат тартпалар арасындағы ара-қашықтық кесілген материалдың қалыңдығына, тартпалардың диаметріне, пайдалану шарттарына байланысты болады. Болат тартпалардың ұсынылатын аралығы 5.4-кестеде келтірілген.

5.4-кесте – Деректер бойынша төсемнің алдын ала кернеулі плиталарына арналған болат тартпалардың ұсынылатын арасы [13]

Плитаның қалыңдығы, мм	Алдын ала кернеулі болат тартпалардың арасы, мм					
	диаметрі 16 мм тартпалар үшін		диаметрі 26 мм тартпалар үшін		диаметрі 32 мм тартпалар үшін	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min
19	1040	610	-	-	-	-
21	940	560	-	-	-	-
24	810	480	-	-	-	-
26	740	450	2260	1340	-	-
29	660	400	2000	1190	-	-
31	630	380	1880	1110	-	-
34	-	-	1700	1010	2510	1490
36	-	-	1620	960	2380	1420
39	-	-	1500	880	2180	1290

5.9.4 Төсемнің көп қатпарлы плиталарын есептеу кезінде олардың қаттылығы көлденең қиманың геометриялық параметрлеріне ғана емес, түйіспелі бірігулер санына да, түйіспелі бірігудің түріне де (тісшелі желімделген, «ус» бірігу), плитаның ұзындығы бойынша да, ені бойынша да түйіспелі бірігулер арасындағы ара-қашықтыққа байланысты болатынын ескеру қажет.

ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (6.1.2(10)) тармағының талаптарына сай плитаның көлденең қимасындағы қатпарлардың түйіспелерін асырмай 4 қатпар сайын орналастыруға болады. Көлденең бағыттағы плита қимасының кедергі моменті мына формула бойынша анықталады:

$$W = \frac{b \cdot C \cdot h^2}{12}, \quad (5.1)$$

мұнда W – кедергі моменті;

b – плитаның ені;

C – 5.5-кестеден алынатын, көлденең қимада кесілген материалдардың түйіспелер санының ықпалын ескеретін коэффициент;

h – плитаның көлденең қимасының биіктігі

5.5-кесте – Деректер бойынша C коэффициентінің мәндері [14]

Плитаның көлденең қимасының бір түйіспесіне келетін түйіспелер арасында қатпарлардың саны	C коэффициентінің мәні
4 қатпарға 1 түйіспе	0,80
5 қатпарға 1 түйіспе	0,85
6 қатпарға 1 түйіспе	0,88
7 қатпарға 1 түйіспе	0,90
8 қатпарға 1 түйіспе	0,93
9 қатпарға 1 түйіспе	0,93
10 қатпарға 1 түйіспе	0,94
түйіспелерсіз	1,00
Ескертпе – Егер плитаның көлденең қимасында бірнеше түйіспе болса, C коэффициентінің мәні түйіспелер арасындағы қатпарлардың минималды саны бойынша қабылданады.	

5.10 Ағаш конструкцияларын ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 және ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 талаптарына сәйкес жобалау негіздері

5.10.1 Көпірдің жобаланатын конструкциясы ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 баяндалған негізгі принциптеріне сәйкес келуі тиіс, яғни пайдаланудың болжамды мерзімі барысында ол қоршаған ортаның туындаған барлық әсерлеріне және әсер етуіне шыдауы (қабылдауы), пайдаланудың талап етілетін шарттарына жарамды болуы, отқа төзімділігін және пайдалану жарамдылығы талаптарын қанағаттандыруы тиіс. Ықтимал зақымдануын сәйкес таңдалған бір немесе бірнеше аталған шараларымен жою және шектеу қажет:

- конструкцияға әсер етуі мүмкін қатерді жою немесе қысқарту;
- ықтималды қатерге төмен сезімталдығына ие болатын конструктивті пішінді пайдалану;

ҚР ҚН EN 1991-1-7:2002/2011 сәйкес қажетті өміршеңдігін сақтай отырып, конструкция жергілікті зақымдауға, соның ішінде конструкцияның жеке элементін немесе шектеулі бөлігінің алып тастауына төзе алатындай конструкция пішінін немесе сызбаларын және есептеу әдістерін пайдалану;

- мүмкіндігінше бұзылудың сынғыш сипаттамасына ие болатын конструктивтік жүйелерін пайдаланбау;

- конструкция элементтерін бекіту және олардың өзара байланыстарының сенімділігін қамтамасыз ету.

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 талаптарына сәйкес (2.1-кесте) жаңадан жобаланатын көпірлердің пайдаланудың болжамды мерзімі 100 жылды құрайды.

5.10.2 Көпір конструкциясының жобасы ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (2.2) келтірілген сенімділіктің өлшемдерін және тұжырымдылық талаптарын қанағаттандыруы тиіс.

5.10.3 Көпір конструкциясын жобалау барысында айтарлықтай жөндеу жұмыстарын жүргізуді қажетсінбейтін жоспарлы техникалық қызмет көрсетуін қоса отырып, конструкция немесе оның бір бөлігінің мақсатты арнауы бойынша пайдаланылуы және қолдануы тиіс болатын болжамды уақыт аралығы ретінде ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 көрсетілген пайдаланудың болжамды жобалық мерзімін белгілеу қажет.

5.10.4 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 сәйкес (2.1-кесте) қызметтің есептік мерзімінің бес санат белгіленеді, негізгі көтергіш конструкциясы болып ағаш конструкциялар табылатын көпірлерге лайық санат ретінде ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 талаптарына сәйкес жобаланған 5-санат болып табылады. Бұл жағдайда осы санатқа арналған пайдаланудың болжамды есептік мерзімі 100 жылды құрайды. Қажет болған жағдайда, мақсатты түрде болып саналатын болса, конструкция 5-санатты болып, құрамында қызметтің есептік мерзіміне және имаратқа кері әсерін тигізбей отырып, оларды тез арада ауыстыруға болатын шартпен пайдаланудың жобалық мерзімінен қысқа элементтер болуына рұқсат етіледі.

5.10.5 Имарат болсын, конструкция болсын тапсырыс берушімен толық техникалық қызмет көрсетуін және техникалық қызмет көрсету бойынша талаптарына сәйкес орындалуын жүзеге асыру шартымен имарат қызметтің есептік мерзімі барысында пайдалануға жарамды болып қалады. Көпірлердің ағаш конструкциялары үшін көрсетілетін техникалық қызмет конструкцияның пайдаланылатын температуралық-ылғалдық шарттары өздеріне арналып жобаланған ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 класына сәйкестігін қамтамасыз етуі маңызды.

5.10.6 Жобаланған конструкция немесе оның элементтері көтергіш қабілетінің шектік күйінің шарттарын тексеру талаптарын қанағаттандыруы, яғни, пайдаланудың жобалық мерзімі барысында сәйкес техникалық қызмет көрсету жағдайында пайдалануға жарамды болу қабілетіне ие болуы қажет. Конструкцияларды және оның элементтерін жобалағанда осы уақыт ішінде туындауы мүмкін физикалық тозу факторларын ескеру қажет. Ағаш конструкцияларға қатысты ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 бөлініп

шығарылған осындай факторларға келесі жайттарды жатқызу қажет:

- конструкцияның арнаулы немесе болжамды пайдаланылуы. Мысалы, көпірдің жолаушы жолының ағаш тақтасының қосылуы тиіс факторы болып пайдаланудың жобалық мерзімі барысындағы тозу қоры табылады ;

- жобалаудың қажетті жайты. Алдымен пайдаланудың мерзімі барысында құрастылырымның элементтерін ауыстыру қажеттілігінің (қажет болған жағдайда) туындауын белгілейтін жобалаудың мақсатын анықтау және осындай жобаны жүзеге асыруды конструкцияның пайдалану жарамдылығын сақтай отырып ауыстыру жұмыстарын жүзеге асыруға болатындай қамтамасыз ету қажет;

- пайдаланудың күтілетін (болжанатын) шарты. Олар әсіресе ағаш конструкциялар үшін маңызды болып табылады. Пайдаланудың шарттарын өзгерту ағаштың беріктік қасиетіне және оның негізіндегі материалдардан жасалған конструкциялар кедергісіне әсер етеді. Конструкцияны пайдаланудың жоспарланған мерзімі барысында оның барлық элементтерін өздері арналып жобаланған пайдаланудың сол класс шарттарында пайдаланылуы айтарлықтай маңызды болып табылады;

- материал мен бұйымның құрамы, қасиеті және сипаттамасы. Конструкция кедергісіне жайлы әсер ететін материалдарды пайдалану ұсынылады. Көпірлердің ағаш конструкцияларына арналған қорғаныш өңдеулерін пайдалану міндетті болып табылады. Беріктікке қол жеткізу үшін материалдардың міндетті болып табылатын қорғаныш өңдеулерін пайдаланса, онда жоба пайдалануға жарамдылықты сақтай отырып, жобаланған мерзім барысында оны қайта пайдалану мүмкіндігін қамтамасыз етуі қажет;

- конструктивтік жүйені таңдау. Мүмкіншілігінше ҚР ҚН EN 1990:2002+A1: 2005/2011 белгіленген сенімділік шарттарын жоғарлататын, мақсатты түрде қордың үнемді белгілі және болжамды есептік қатерлерге қауіпсіз шыдай алатын сенімді конструктивтік жүйені пайдалану қажет;

- орындау сапасы және бақылау деңгейі. Дайындау және монтаждау жұмыстары техникалық талаптарға толық сәйкес болуы тиіс, болмаған жағдайда конструкция элементтерінің кедергісін төмендетуге әкелетін, мысалы, желімді дайындау және пайдалану барысында талаптардың бұзылу сияқты мәселелер туындауы мүмкін;

- қызметтің есептік мерзімі барысында жоспарлы техникалық қызмет көрсету. Жобалау барысында алдымен техникалық қызмет көрсетудің стратегиясы дайындаулы қажет, ал имараттар пайдаланудың жобалы мерзімі барысында стратегияны жүзеге асыру үшін конструкцияларға қол жеткізу мүмкіндігін қамтамасыз ететіндей жобаланады.

5.10.7 Көпірлердің ағаш конструкцияларын жобалау барысында қабылдаған сапа жүйелерінің талаптары, сондай-ақ, ҚР СТ ИСО 9000 стандарттар жүйесінің сәйкес талаптары орындалуы тиіс. Осы жүйелер болмаған жағдайда жоба ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 талаптарына сәйкес емес деп есептелінеді.

5.10.8 Көпірлер конструкцияларының есебі келесілерге сәйкес орындалуы тиіс:

- көтергіш қабілетінің шекті күйіне (USL) - орнықтылықты жоғалту (бұзылу) түрлеріне қатысты;

- пайдалануға жарамдылықтың шекті күйіне (SLS) - пайдаланудың қалыпты шарттарына, мысалы, деформациялануға (салақтауға) және діріл шартына қатысты.

Көтергіш қабілеттің шекті күйін (ULS) тексеру саласы қауіпсіздікті қамтамасыз ету шарты, ал пайдалануға жарамдылықтың шекті күйін (SLS) тексеру саласы - өте қатты

салақтау, алдын ала белгіленген мәннен төмен өзіндік дірілді қамтиды. Көпірлердің конструкцияларының дірілдерінің шығу көздері болып келесі жайттар табылуы мүмкін: адамдар қозғалысы; көлік қозғалысы және жел әсерлері.

5.10.9 Көпірлер конструкцияларын пайдаланудың жобалық мерзімі барысында туындайтын қоршаған ортаның әсерлерін және әсер етуін ескере отырып жобаланулары тиіс. ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 сәйкес шекті күйлерін келесі есептік жағдайлар қатарына жатқызу керек:

- тұрақты есептік жағдайлар: конструкцияны қалыпты пайдалану шарттары;
- ауыспалы есептік жағдайлар: уақытша шартқа жатады, мысалы, көпірді тұрғызу немесе жөндеу процестері;
- апаттық есептік жағдайлар: ерекше шарттар, конструкцияға немесе оны қоршаған ортаға қатысты шарттар, мысалы, көлік құралдарының көпірдің аралық тіреуштеріне, көпірдің төменгі бет жағына немесе көлік жолдары тақталарына соғылуы, көлік құралдарының бордюрларға, қоршайтын құрылғы элементтеріне және т.б. соғылуы;
- сейсмикалық есептік жағдайлар: сейсмикалық әсер ету барысында туындайтын.

5.10.10 Әсерлердің сипаттамалық және есептік мәндерінің, сондай-ақ, олардың үйлесімінің мөлшерлері ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 және ҚР ҚН EN 1991 (барлық бөлімдерінің) талаптарына сәйкес анықталуы тиіс.

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 талаптарына сәйкес барлық әсерлер олардың уақыт өте өзгеруіне байланысты тұрақты, айнымалы және апаттық деп жіктеліп бөлінеді.

5.10.11 Көпірлердің ағаш конструкцияларын жобалау барысында ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 талаптарына сәйкес 5.6-кесте бойынша қабылданатын жүктеменің әрекет етуінің ұзақтық класын ескеру қажет.

5.6-кесте - Көпірлердің ағаш конструкцияларына арналған жүктеменің әрекет етуінің ұзақтық кластары [ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011]

Класс	Уақыт кезеңі	Мысалдар
Орнықты	> 10 жыл	Өз салмағы
Қысқа мерзімді	< 1 апта	Көлік қозғалысынан және жолаушылар қозғалысынан болатын көліктік жүктемелер Ағаштардың көлденең талшықтарының алдын ала кернеудің бастапқы күші Техникалық қызмет көрсету және конструкцияны монтаждау барысындағы жүктемелер Ағаштардың көлденең талшықтарының алдын ала кернеудің бастапқы күші Жел жүктемелері
Апаттық	Мезеттік	Көлік құралдарының соғылуынан туындайтын жүктемелер Жарылыстан туындайтын жүктемелер Жел жүктемелері

Өз салмағынан болатын жүктеменің әрекетінің ұзақтық класын тұрақты әсерлер деп

қабылдау қажет, ал ауыспалы әсерлер 5.6-кестеде белгіленген қалған кластардың біріне жатқызылады. Олар конструкцияға әрекет ету ұзақтығымен анықталады.

5.10.12 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (4.1.2(1)P) сәйкес қандай да бір F әсер етуінің көлемі жобалау барысында пайдаланатын оның $F_{\text{тер}}$ репрезентативті мәнімен сипатталады. Репрезентативті мәні мүмкіндігінше әрекет етумен байланысты статикалық мәліметтерден алынуы тиіс. Жобалау шартына байланысты ол орташа мән (жоғарғы немесе төменгі) немесе, оның мәнін статикалық мәліметтерден ала алмаған жағдайда ғана пайдаланатын, номиналды мәні болуы мүмкін.

5.10.13 Көліктік жүктемелердің репрезентативті мәні статикалық немесе номиналды, жиі қайталанып тұратын мәндер және квазитұрақты мәндер болып табылатын сипаттамалық мәндер болуы мүмкін.

5.10.14 Ағаш конструкцияларын немесе оларға қатысты бұйымның G_k мәнін есептеу барысында, материалдың өз салмағымен айқындалған тұрақты әсерлер және олардың өзгеруі болмашы (яғни, қызметтің есептік мерзімі барысындағы әрекеттің түрлендірме коэффициенті 0,05 - 0,1 аз) болып табылатын болса, материалдың орташа тығыздығын пайдалана отырып анықтайды.

G_k өз салмағының сипаттамалық мәні механикалық қасиеттерін белгілейтін еуропалық стандарттардан (мысалы, ағаштарға арналған EN 338) немесе ҚР ҚН EN 1991-1:2002/2011 (4.3, 4.4, 5.3) қабылдайды.

5.10.15 ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 және ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 талаптарына сәйкес көліктік жүктемелерін және әсерлерін ауыспалы көп құрамдасты және әр түрлі модельдермен суреттелетін апаттық есептік жағдайлармен байланысты әсерлер ретінде қарастыру қажет. Кәдімгі шарттарда, яғни апаттық жағдай, көліктік жүктемелер және жолаушылардан туындаған жүктемелер болмаған кезде ауыспалы деп қарастыру қажет.

ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 сәйкес көліктік жүктемелер және әсерлер автокөліктен (LM1, LM2, LM3 және LM4 модельдері), теміржол көлігінен (71, SW0, SW2 және HSLM модельдері) және жолаушы қозғалысынан туындаған жүктемелер және әсерлер деп бөлінеді. Осы жүктемелерді жаңа көпірлерді жобалау барысында аралық тіреуіштерді, жағалық тіреулерді, қақпалы қабырғаларды, еңіс қанаттарды, бүйір жақ қабырғаларды, сондай-ақ, іргетастарды қоса алып ескеру қажет. Көліктік жүктемелер мен олардың мәндеріне арналған модельдерін ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 (4.2 – 4.9, 5.6) талаптарына сәйкес қабылдау қажет.

5.10.16 Апаттық жағдайлардағы әсерлер көлік құралдарының соғылуы (мысалы, автокөліктің бордюрге, көпір қоршауына және т.б. соғылуы) немесе олардың жөнделмеген күйлерінің нәтижесінде туындауы мүмкін. Осындай әсерлер бұл әсерлерден қорғаудың сәйкес шаралары қарастырылмаса, конструкция есебі барысында ескерілуі қажет.

Апаттық есептік жағдайларына арналған әсерлер жалпы жағдайларға қатысты, жүктемелердің статикалық балама есептік мәнімен анықталатын жүктемелердің әр түрлі модельдері ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 (4.7)-суреттеледі.

5.10.17 ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 белгіленген Q_k ауыспалы әсерлерінің сипаттамалық мәні ҚР ҚН EN 1991 сәйкес бөлімдерінде келтірілген.

5.10.18 Көлік құралдарынан шыққан A_k апаттық әсерлердің сипаттамалық мәнін ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 (4.7, 5.6.2) талаптарына сәйкес анықтау қажет.

5.10.19 Көліктік жүктемелер көп компонентті болып табылатындықтан әсерлердің

сипаттамалық мәні әрбіреуін есептеу барысында жеке қарастырылатын мәндер топтарымен анықталады. Жүктемелердің әрбір топтарын әсерлердің сипаттамалық мәндерін анықтау барысында және көліктік емес сипаттағы әсерлер үйлесімдерінде қарастыру қажет.

Жүктеменің көлік әрекетінен құрастырылатын тік және көлденең мәні, сондай-ақ, көлік құралдарынан болатын жүктеменің топтардың бағалануы ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 (4.3, 4.4, 5.3) талаптарына сәйкес анықталуы тиіс.

5.10.20 Конструкцияны есептеу барысында ауыспалы әсерлерге арналған сипаттамалық мәндерден басқа репрезентативті мәндерді де қарастыру қажет. Осындай репрезентативті мәндерге келесілер жатады:

- көтергіш қабілеттің шектік күйін (ULS) тексеру және пайдалануға жарамдылықтың қайтарымсыз шектік күйінде (SLS) сипаттамалық үйлесім үшін пайдаланатын үйлесімді мәні ($\psi_0 Q_k$);

- ерекше есептік жағдайлардағы көтергіш қабілеттің шектік күйін (ULS) тексеру, сондай-ақ, пайдалануға жарамды қайтарымды шектік күйін (SLS) тексеру үшін пайдаланатын жиілік мәні ($\psi_1 Q_k$);

- көтергіш қабілетін бағалау барысында апаттық (және сейсмикалық) үйлесімде ауыспалы әсерлерін елестету мақсатында ұзақ мерзімді эффекттері бағалау үшін, сондай-ақ, пайдалануға жарамды шектік күйінде (SLS) жиі және ұзақ мерзімді әсерлерді тексеру үшін пайдаланатын тұрақты дерлік мәні ($\psi_2 Q_k$).

ψ_0 , ψ_1 және ψ_2 коэффициенттерінің мәндері ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 ҰҚ А1.1-кестесінде келтірілген.

5.10.21 Көпірлердің конструкциясын жобалау барысында, егер олар маңызды болып табылатын болса, келесі көтергіш қабілеттің шектік күйін (ULS) тексеру қажет:

- тепе теңдік (EQU). Қарастырылатын конструкцияны немесе оның кез келген бөлігін қатты дене ретінде растау үшін келесі жағдайларда тұрақты (тепе теңдікті жоғалтпайтын) болып табылады:

- а) мәндердегі немесе шығу тегі бір әсерлердің кеңістікте таралуындағы болмашы өзгерістер маңызды болып табылады;

- б) конструкцияның немесе негізінің материалдарының беріктігі шектік күйіне әсер етпейді;

- беріктік (STR). Элементтердің немесе олардың қосылу жерінде тұрақтылығын жоғалту нәтижесінде туындаған кернеу әсерінен конструкция мен оның элементтері бұзылуға ұшырайтындығын растауға арналған. Конструкция тәртібіне ауытқу әсер етсе, онда олардың әсер етуін ескеру қажет;

- геотехникалық (GEO). Көпірдің тіреуішінің немесе тіреулерінің іргетасы конструкция беріктігі және қаттылығы үшін қажетті қамтамасыз ететіндігін растауға арналған;

- қажу (FAT). Конструкция элементтері қажу әсерінен туындаған бұзуларға ұшырамауын растауға арналған.

5.10.22 Көтергіш қабілеттің сәйкес шектік күйін (ULS) тексеру үшін жобалық әсерлердің есептік мәндердің тиімділігі балама кедергінің есептік мәніне аз немесе тең болу үшін тексеретін жеке коэффициенттер әдісін пайдалану жолымен жүктеме үйлесімін пайдалану қажет.

5.10.23 Әсер ету тиімділігінің есептік мәнін бір уақытта әсер ету ретінде қарастырыла алатын осы әсерлерді қосу жолымен анықтау қажет. Бір ауыспалы әсерден көп болған жағдайда әрбір үйлесім доминантты ауыспалы әсерлер ретінде ауыспалы әсерлердің біреуін өзіне қосатын болады.

5.10.24 Көпір конструкциясының статикалық тепе теңдік күйдің шегін (EQU) ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 A2.4 (A)-кестесінде келтірілген әсерлердің есептік мәндерін пайдалана отырып тексеру ұсынылады.

5.10.25 Геотехникалық әсерлерді ескермейтін көпірлердің конструкциясы элементтерінің есебін ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (STR) A2.4 (B)-кестесінде келтірілген әсерлердің есептік мәндерін қолдана отырып, орындау ұсынылады.

5.10.26 Геотехникалық әсерлерді және топыраққа кедергісін ескере отырып, көпірлердің (тіреуіштердің іргетастары, қадалар және т.б.) конструкциясы элементтерін есептеу ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011 келтірілген қосымша көрсеткіштерді ескер отырып, ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 A2.4(C) – кестесінде келтірілген әсерлердің есептік мәндерін пайдалана отырып орындау ұсынылады.

5.10.27 Көпір конструкциясының жалпы тұрақтылығын ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011 талаптарына сәйкес тексеру ұсынылады.

5.10.28 Ерекше және сейсмикалық есептік жағдайлардағы көтергіш қабілеттің шекті күйіндегі көпірлердің конструкциясы элементтерінің есебін 1-ге тең келетін тұрақты γ_G және ауыспалы γ_Q жүктеменің жеке коэффициенттерін ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (A.2.5-кесте) әсерлердің есептік мәнін пайдалана отырып жүргізу ұсынылады, ал ψ_1 және ψ_2 үйлесімдерінің жеке коэффициенттерінің мәнін ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (A1.1-кесте) ҚР НТҚ ішінен қабылдайды.

5.10.29 Көпірлердің ағаш конструкцияларын жобалау барысында деформация және діріл (ауытқу) бойынша пайдалану жарамдылығының шектік күйін тексеру қажет. Әсерлердің тиімділік есептік мәндерін есептеп шығару үшін пайдаланатын SLS шарттарындағы γ_G және γ_Q жеке коэффициенттерін 1-ге тең етіп қабылдау қажет, ал осы үйлесімде пайдаланатын жүктемелер ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (A2.6-кесте) ішінен қабылданады.

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (A.2.6-кесте) келтірілген сипаттамалық үйлесім ҚР ҚН EN 1995-1–1:2008/2011 (2.2.3) пайдаланатын қайтымсыз шектік күйіне (яғни, оның ұлғаюына әкелген әсерлерді жойғаннан кейін де, пайдалану жарамдылығының шектік күйінің (SLS) тұрақты бұзылулар бақыланатын күйлері) пайдаланады.

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (A.2.6-кесте) келтірілген үйлесімді жиі қайтарымды шектік күйіне пайдалану қажет (яғни, ұлғаюға әкелген әсерлерді жою барысында күйдің бұзылуы болса). Осы нұсқа ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 қарастырылмағандығына қарамастан, үйлесімді тапсырыс берушімен осы санатқа түсетін жағдайларға, сондай-ақ, қолданымды туындау жиілігіне қатысты келісімге жету мүмкіндігі шартымен пайдалануға рұқсат етіледі.

ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (A.2.6-кесте) келтірілген квази тұрақты үйлесімнің жалғастырмалы әсерлерін (жылжуын) бағалау үшін пайдалану қажет

5.10.30 Есептік мәнін анықтау үшін максималдық жүктеме шарты анықталатын доминантты ауысу ретінде шығатын әрбір ауыспалы әсерлермен үйлесімнің сипаттамалық мәнін қабылдау қажет. Деформацияның шарты ретінде беріктік бойынша қайтарымды

шектік күйін қабылдайтын болса, онда сипаттамалық емес, қайталанбалы үйлесімді пайдалану ең қолайлы болып табылады.

5.10.31 Толық деформацияны (орын ауыстыру) дереу деформациялауды (орын ауыстыруды) және жылжу нәтижесіндегі деформация (орын ауыстыруды) сомалау жолымен анықтау қажет.

5.10.32 Көпірлердің ағаш конструкцияларын жобалау барысында конструкцияның қызметінің есептік мерзімі барысында материалдарға әсер ететін пайдаланудың температуралық-ылғалдық шарттарын ескеру қажет. Жобалау барысында осы әсерді ескеру үшін конструкцияның пайдалану класы ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.3.1.3) сәйкес қабылдануы тиіс.

5.10.33 Ағаштан және осы негіздегі материалдардан жасалған көпірлер конструкцияларындағы күштерді анықтау үшін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (5.1(2)P) сәйкес сызықтық-серпімділік талдауын пайдалану қажет. Статикалық есепті орындау барысында ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 4.4.2(5), 10.2(1) тармақтарында белгіленген талаптарын пайдалана отырып түзу сызықтан элементтер ауытқуларын ескеру қажет.

5.10.34 Жазық жақтаулар және арықтар түріндегі көпірлердің аралық құрылыс конструкцияның статикалық есептеуі барысында ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (5.4.4) талаптарға сәйкес екінші тәртіптің сызықтық есебін пайдалану қажет.

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 5.1(4), 5.1(5), 5.4.2(7) тармақтарында ағаш конструкцияларының қосылу элементтерін есептеу барысында конструкцияға ішкі күштерді таратуға әсер етуі мүмкін бейіміне ие болмаған жағдайда оларды қатты ретінде қабылдайды. Болмаған жағдайда қосылулардың есептік моделінде қосылулардың қаттылығының өзгеруін қосу арқылы жартылай қатты ретінде қарастырады және осы мақсаттарда сәйкес бағдарламалық кешендерін пайдалана отырып, жартылай қатты конструкцияның сызықтық серпімділік есебін орындайды.

6 МАТЕРИАЛДАР

6.1 Материалдардың қасиеттері

6.1.1 Ағаш көпірлердің конструкцияларында келесі конструкциялық материалдар пайдаланылады: бөрене және тақтай түріндегі тұтас ағаш (қырлы бөренелер және тақталар); желімделген ағаш; Фанера; LVL; қаңылтыр түріндегі болат және бұйымдар (тартпалар, арматура, бұрандалар, сына, шегелер және т.б.); бетон.

6.1.2 Материалдардың сипаттамалық қасиеттері олардың сипаттамалық мәні болып табылады. Ағаштарға және соның негізіндегі материалдарға арналған сипаттамалық мәндері 5 % квантиль мәні немесе орташа мәні болуы мүмкін. 5 % квантильдің мәні беріктік қасиетіне, ал орташа мәні әдетте қаттылық қасиетіне қатысты қолданылады. Осы ережеден ерекшелік болып қаттылық қызметі беріктік қасиетінің мәнін анықтау үшін пайдаланатын жағдайы табылады.

6.1.3 Көтергіш қабілеттің шекті күйіне (ULS) арналған ағаштар және соның негізіндегі материалдардың сипаттамалық беріктігінің X_d есептік мәні (2.14) формуласымен ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 немесе (6.1) формуласымен анықталады:

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_M}, \quad (6.1)$$

мұнда X_k – ағаштың немесе ағаш негізіндегі материалдың беріктігінің сипаттамалық мәні. Осы мәндер EN 384 талаптарына сәйкес сынақтар жүргізу жолымен анықталады немесе тұтас ағаш үшін осы құралдың 6.2 және 6.3-кестелерінен, желімделген ағаштар үшін - EN 1194 алынған (5.1 және 5.2-кестелер), фанера үшін ҚР СТ EN 12369-1, LVL үшін - ҚР СТ EN 14374 қабылдайды.

γ_M – осы құралдың 6.1-кестесінен қабылданған материалдың жеке қасиетінің коэффициенті;

k_{mod} – ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (3.1-кесте) қабылданатын жүктеменің ұзақ уақыт әсер етуін және құрамындағы ылғалды (пайдалану шартының класы) ескеретін модификация коэффициенті.

6.1-кесте – Материалдың және бұйымның γ_M қасиеттерінің жеке коэффициенттері [ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 арналған НТҚ берілген]

1. Ағаш және ағаш материалдары - әдеттегі тексеру; - тұтас ағаш; - желімделген ағаш; - LVL, фанера, OSB; - қажуын тексеру	$\gamma_M = 1,45$ $\gamma_M = 1,40$ $\gamma_M = 1,40$ $\gamma_{M,fat} = 1,0$
2. Қосылулар - әдеттегі тексеру; - қажуын тексеру	$\gamma_M = 1,4$ $\gamma_{M,fat} = 1,0$
3. Құрамдас элементтерде пайдаланатын болат	$\gamma_{M,s} = 1,15$
4. Құрамдас элементтерде пайдаланатын бетон	$\gamma_{M,c} = 1,5$
5. Құрамдас элементтерде ағаш пен бетон арасында қозғалуға жұмыс істейтін қосу бөлшектері - әдеттегі тексеру; - қажуын тексеру	$\gamma_{M,v} = 1,40$ $\gamma_{M,v,fat} = 1,0$
6. Алдын ала кернеуленген болат элементтері	$\gamma_{M,s} = 1,15$

6.2-кесте – [EN 338] белгіленген терек және ағаштардың қылқанды түріне арналған беріктік кластары

Қасиеттері	Белгі- ленуі	Ағаштың беріктік класы											
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Беріктік көрсеткіштері, Н/мм ²													
Иілу	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Талшықтардың бойымен созылу	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30

6.2-кесте – [EN 338] белгіленген терек және ағаштардың қылқанды түріне арналған беріктік кластары (жалғасы)

Қасиеттері	Белгі-ленуі	Ағаштың беріктік класы											
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Талшықтардың көлденең созылу	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Талшықтардың бойымен сығылуы	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
Талшықтардың көлденең сығылуы	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
Жылжуы	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8
Қаттылық көрсеткіштері, кН/мм²													
Талшықтар бойымен серпімділік модулінің орташа мәні	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11	12	13	14	15	16
Талшықтар бойымен серпімділік модулінің 5%-квантили	$E_{0,0,5}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	8,0	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
Талшықтардың көлденең серпімділік модулінің орташа мәні	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Жылжудың орташа мәнінің модулі	G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Тығыздығы, кг/м³													
Тығыздық	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
Тығыздықтың орташа мәні	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

6.3-кесте – [EN 338] белгіленген ағаштың жапырақты түрлеріне арналған беріктік кластары

Қасиеттері	Белгі-ленуі	Ағаштың беріктік класы					
		D30	D35	D40	D50	D60	D70
Беріктік көрсеткіштері, Н/мм ²							
Иілу	$f_{m,k}$	30	35	40	50	60	70
Талшықтар бойымен созылу	$f_{t,0,k}$	18	21	24	30	36	42
Талшықтардың көлденең созылу	$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,9
Талшықтардың бойымен сығылу	$f_{c,0,k}$	23	25	26	29	32	34
Талшықтардың көлденең сығылуы	$f_{c,90,k}$	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
Жылжуы	$f_{v,k}$	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Қаттылық көрсеткіштері, кН/мм ²							
Талшықтар бойымен серпімділік модулінің орташа мәні	$E_{0,mean}$	10	10	11	14	17	20
Талшықтар бойымен серпімділік модулінің 5 %- квантилі	$E_{0,0,5}$	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Талшықтардың көлденең серпімділік модулінің орташа мәні	$E_{90,mean}$	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33
Жылжудың орташа мәнінің модулі	G_{mean}	0,60	0,65	0,70	0,88	1,06	1,25
Тығыздығы, кг/м ³							
Тығыздық	ρ_k	530	560	590	650	700	900
Тығыздықтың орташа мәні	ρ_{mean}	640	670	700	780	840	1080

Бұл мәндер әр дайым көпірлердің ағаш конструкцияларын жобалау барысында көтергіш қабілетің шектік күйін (ULS) есептеуде пайдаланады.

Көпірлердің ағаш конструкциялары үшін пайдалану класы 2-кластан жоғары қабылданбауы тиіс.

Желімделген ағаш немесе LVL жасалған конструкция элементтерін жобалау барысында беріктігінің есептік мәнін элементтердің геометриялық мөлшерлерін ескере отырып анықтау қажет. Осы жайттарды ескере отырып, (6.1.) формуласынан алынған $f_{m,k}$ және $f_{t,0,k}$ беріктігінің сипаттамалық мәнін желімделген ағаш үшін k_h коэффициентіне, LVL үшін $f_{m,k}$ мәнін - k_h коэффициентіне, ал $f_{t,0,k}$ мәнін - k_l коэффициентіне көбейту жолымен жүзеге асырылады. Осындай қажеттілік конструкция элементтерінің геометриялық мөлшері беріктігінің сипаттамалық мәнін анықтау барысында пайдаланатын стандартты үлгілер мөлшерінен ерекшеленуі мүмкін. Осы коэффициенттердің мәндері ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (3.2, 3.3 және 3.4) формуласы бойынша анықталады.

6.1.4 Ағаштан және соның негізіндегі материалдарынан жасалған E_d қаттылығының немесе G_d элементінің қасиетінің есептік мәнін (6.2 және 6.3) формула бойынша немесе ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.1 (2)P) сәйкес орташа мәнінен анықтау қажет.

$$E_d = \frac{E_{mean}}{\gamma_M}, \quad (6.2)$$

$$G_d = \frac{G_{\text{mean}}}{\gamma_M}, \quad (6.3)$$

мұнда E_{mean} және G_{mean} – ағаштың немесе ағаш негізіндегі материалдың сәйкесінше беріктік модулінің және талшықтар бойымен жылжуының орташа мәндері. Осы мәндер EN 384 талаптарына сәйкес сынақтар жүргізу жолымен анықталады немесе тұтас ағаш үшін осы құралдың 5.6 және 6.1-кестелерінен, желімделген ағаштар үшін – EN 1194 алынған (5.1 және 5.2-кестелер), фанера үшін ҚР СТ EN 12369-1 ішінен, LVL үшін - ҚР СТ EN 14374 ішінен қабылдайды.

6.1.5 Конструкциялардың және олардың элементтерінің деформациясын немесе көтергіш қасиетін анықтау үшін пайдаланатын қаттылық қасиетінің есептік мәнін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.3.2.2) талаптарына сәйкес анықтау қажет. Тұтас ағаштан немесе соның негізіндегі материалдардан жасалған конструкция үшін қаттылықтың есептік мәні қарастырылатын шектік күйіне, яғни деформацияны, көтергіш қабілеттің шектік күйін (ULS), конструкцияның қабылданған статикалық есеп моделін, конструкцияның (немесе элементтің) ішкі күштерін таратуға қаттылыққа әсер ету бағасын анықтау барысында пайдалану жарамдылықтың шектік күйіне (SLS) байланысты анықталады.

6.1.6 Пайдалануға жарамдылықтың шектік күйі шарттарындағы қысқа мерзімді жүктеменің әсерінен ағаш конструкциясы элементтерінің қосылуларының есебі үшін есептік қаттылықты ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (7.1-кесте) келтірілген K_{ser} бейімділік модулінің көмегімен анықтау қажет. Көтергіш қабілеттің шектік күйінің шартымен қаттылықтың есебі ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 2.2.2(2) тармағында белгіленген және (2/3) K_{ser} құрайтын K_d болып табылады. Басқа шарттар үшін қаттылықтың мәні ҚР НТҚ-05-01-2011 2-бөлімінің 7.2 - ішкі тарауында (ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011) көрсетілген нұсқауларға сәйкес қабылданады.

6.1.7 Конструкциялардың және олардың элементтерінің көтергіш қабілетін анықтау барысында серпімділік модулінің және жылжу модулінің есептік мәндері ретінде $E_{0,05}$ серпімділік модулінің және $G_{0,05}$ жылжу модулінің сипаттамалық мәндерін қабылдау қажет.

6.1.8 Кедергінің есептік мәнін (мысалы, нагельді қосылыстың көтергіш қабілетін) ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.3.5(1)P) және ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.3) сәйкес келесі формула бойынша анықталады:

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M}, \quad (6.4)$$

мұнда k_{mod} , γ_M – жоғарыда анықталған болатын;

R_k – көтергіш қабілеттің шектік күйінің шарттарындағы кедергінің сипаттамалық мәні.

6.1.9 Ағаш конструкцияларын және олардың элементтерін жобалау барысында геометриялық мәліметтердің (конструкция және оның элементтерінің өлшемдері, сондай-ақ, түзу сызықтан рұқсат етілген максималдық ауытқуы) есептік мәндері ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (10-тарау) талаптарына сәйкес конструкцияның, бұйымның, қосу элементтерінің немесе жұмыс сызбаларының стандарттарынан алынған олардың номиналды мәндері қабылданады.

6.1.10 Конструкциялардың бірдей қашықтықтағы ұқсас элементтерін немесе созылмалы таратылған байланыс желісінің жиналмалы элементтерін босатқанда беріктігінің есептік мәні k_{sys} жүйесінің беріктік коэффициентіне көбейтілуі тиіс. Жүйенің беріктік коэффициентінің мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.6) талаптарына сәйкес анықталады.

6.2 Тұтас ағаш

6.2.1 Көпірлер құрылысында конструкциялық материал ретінде пайдаланылатын ағаш ҚР СТ EN 14081-1 талаптарын қанағаттандыруы тиіс. Конструкциялық ағашқа ұзындығы 2 м бастап, 9 м дейінгі бөренелерді аралау нәтижесінде алынған тақтайлар, білеулер, қырлы екі жағынан көмкерген бөренелер және бөренелер жатады. Көпірлердің ағаш конструкцияларын дайындау үшін пайдаланатын тақтайлар және соның негізіндегі материалдар EN 636, ҚР СТ EN 14080, ҚР СТ EN 14279, ҚР СТ EN 14374 талаптарын қанағаттандыруы тиіс.

Көпірлердің ағаш құрастылырымдары үшін қылқанды ағаш түрлерінің (қарағай, балқарағай, самырсын) және жапырақты түрлерінің (емен, шәмшәт) тақтайларын пайдалануға болады.

6.2.2 Ағаш тығыздығына байланысты ағаш материалдарының қатты және жұмсақ түрлері болады. Көпірлердің ағаш конструкцияларын дайындау үшін жұмсақ болсын, қатты болсын ағаш түрлерін пайдалануға болады. Жұмсақ түрлеріне: қарағай, самырсын, ал қаттыларға: емен және шәмшәт жатады.

6.2.3 Көпірлер құрылысы барысында домалақ кескінді ағаш материалдары көбінесе қада ретінде пайдаланылады.

6.2.4 EN 338 талаптарына сәйкес тақтайлар ағаштарының беріктік және серпімділік мәндерінің сипаттамаларына байланысты беріктік класына бөлінеді. (6.2 және 6.3-кестелер). EN 338 ағаштың жұмсақ түріне арналған 12 беріктік класы – C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45, C50 және ағаштың қатты жапырақты түрлеріне алты класы – D30, D40, D50, D60 және D70 белгіленген. С және D әріптері ағаштың қылқанды да, жапырақты да түріне қатысты, ал саны иілу барысындағы беріктігінің сипаттамалық мәніне, Н/мм² сәйкес келеді.

6.2.5 Ағаш материалдарының өлшемдері EN 336 талаптарына сәйкес бекітілген рұқсатты ауытқуларды ескере отырып белгіленуі тиіс. Осы стандарт ылғалдылығы 20 % ағаш материалдарына арналған екі класс рұқсатты ауытқуларды белгілейді. 1- рұқсатты ауытқу класы (Т1) беті сүргіленбеген ағаш материалдарын, ал 2-рұқсатты ауытқу класы (Т2) беті сүргіленген ағаш материалдарын қамтиды. Ағаш материалдарды Т1 класына жатқызу қалыңдық бойымен рұқсатты ауытқу негізінде, ал Т2 класына сүргіленген тақтайлар ені бойымен рұқсатты ауытқу негізінде жүзеге асырылады. Т1 класына

рұқсатты ауытқу қалыңдық бойынша аз жағына 1 мм аспаса немесе үлкен жаққа 3 мм аспаса, онда ауытқу қалыңдығы 100 мм не одан кем емес сүргіленген тақтайлар жатады, ал 100 мм артық ағаш материалдардың қалыңдығы барысында бұл өлшемдер сәйкесінше минус 2 мм және 4 мм құрауы тиіс. Т2 рұқсатты ауытқу класына жататын көлденең қимасының ені кем дегенде 100 мм сүргіленген тақтайлар үшін енінің ауытқуы ± 1 мм аспауы тиіс, ал 100 мм артық ені болса $\pm 1,5$ мм аспауы тиіс.

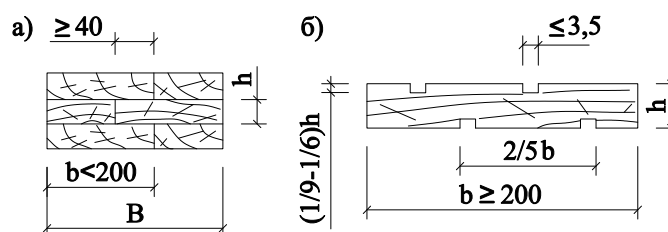
6.2.6 Көпірлердің ағаш конструкцияларын дайындау үшін жеткізілетін тақтайлар беріктік класы бойынша сұрыпталған және сәйкес таңбаланған болуы тиіс.

6.3 Қабатты желімделген ағаш

6.3.1 Еуропа елдерінде қабатты желімделген ағаштар деп өзара қабатпен желімделген, сүргіленген, ал ұзындығы бойынша желімделген тісті қосылу жолымен тұтастырылған қабаттарынан пішінделген, көлденең қимасы тік төртбұрышты бұйымдар танылады. Еуропа елдеріндегі осындай ағашты қабатты желімделген ағаш деп атайды және оны қабатты желімделген ағашпен салыстыру қажет емес, өйткені ГОСТ сериялы стандарттар жүйесінде бұл түсінік фанераны сипаттайды.

Қабатты желімделген ағаштан жасалған бұйымының көлденең қимасы желімделген тігістердің көлденең болсын, тік болсын орналаса беруіне болады. Желімделген тігістердің көлденең орналасқан жерімен көпірлердің басты көтергіш конструкцияларын (арқалықтарды, аркаларды, тақталардың қабатты қиылысқан орналасуымен төселген тақталар, жақтаулардың элементтері және фермалар), ал тік орналасқан жерлерімен жолаушы бөлімінің ағаш тақталарын дайындайды. Желімделген қабатты ағаштан жасалған көпірлердің конструкциясы үшін келесі ағаштың түрлерін: қарағайды, самырсынды, сағызқарағайды, еменды пайдалану қажет.

6.3.2 Қабатты желімделген ағаш бұйымның көлденең қимасын пішіндеу барысында тақта қалыңдығына және бұйымның қисықтық r радиусының тақта қалыңдығына (биіктігіне) h ара қатынасына қойылатын талаптарды орындау ұсынылады. Көпірлер конструкциясында пайдаланатын қабатты желімделген ағаштың тік сызықты бұйымдарында қатпар қалыңдығы 30 мм аспауы тиіс, ал тақтаның b ені шамамен 80 мм бастап, 200 мм дейін болуы қажет. Көлденең қимасының ені 200 мм артық желімделген элементтердің қатпарын пішіндеу екі тақтадан жүзеге асырылуы қажет (6.1а-сурет). Қабатты желімделген ағашын дайындау үшін ені $b \geq 200$ мм тақтайларды пайдаланған жағдайда, әрбір тақтай қатпарларын 6.1б-суретке сәйкес бойлық саңылаулардың талшықтары бойымен орналастырады.



6.1-сурет – Ені $B \geq 200$ мм қабатты желімделген ағаштан жасалған көлденең қимасының (а) және ені $b \geq 200$ мм тақтайларда бойлық саңылаулардың орналасу жерінің сызбасы (б)

Әлемнің әр түрлі елдерінде конструкциялық қабатты желімделген ағашын дайындау барысында пайдаланатын тақтай қалыңдығының өзіндік максималдық мәндері белгіленген. (6.4-кесте).

6.4-кесте – Қабатты желімделген ағашты дайындау барысында пайдаланатын тақтай қалыңдығының максималдық мәндері [15, 16, 17]

Ел	Қалыңдығы, мм	
	Ылғалданудан қорғалған элементтер	Ылғалданудан қорғалмаған элементтер
	ылғалдығы $w \leq 18\%$	ылғалдығы $w > 18\%$
Германия	40	30
Польша	40	30
Чехия	50	35
Ұлыбританияның Біріккен Корольдігі	47	
АҚШ	38	
Финляндия	34	
Норвегия	30	

6.4-кестеде көрсетілген мәліметтерді, және де қабаттанып желімделген ағаштарға қойылатын талаптарды анализ жасай отырып, конструкцияның түзушылықты элементтері үшін Қазақстан Республикасында қабаттанып желімделген ағаштарды өндіру кезінде қолданылатын ағаштардың максималды қалыңдығының мәні 40 мм артық болмауы тиіс. Қабатты желімделген ағаштың қисық сызықты элементтері үшін r/h қатынасы 150 аз болмауы тиіс. $r/h = 150$ қатынасында қабатты желімделген ағаштың қалыңдығын 10 мм деп қабылдау ұсынылады, $r/h = 200$ үшін, қатпардың қалыңдығы – 30 мм, ал $150 < r/h < 200$ болған кезде, қатпар қалыңдығы интерполяция бойынша қабылданады.

6.3.3 Қабатты желімделген ағаштан жасалған элементтерді дайындау жұмыстарын ҚР СТ EN 14080 талаптарына сәйкес мамандандырылған зауыттарда жүзеге асыру қажет. Қабатты желімделген ағашын дайындау үшін пайдаланатын тақтайлар ҚР СТ EN 14081-1 немесе EN 14081-2 және EN 14081-3 талаптарына сәйкес беріктік класы бойынша сұрыпталған болуы тиіс. Тақтайлар өлшемдеріндегі ауытқулар EN 336 стандартының талаптарына сәйкес болуы тиіс. Ағаш материалдарын сұрыптау жұмыстары жеткізушімен жүзеге асырылуы тиіс. Ағаш материалдарының сұрыптары кемшіліктердің, ақаулардың болуымен, олардың санымен және өлшемдерімен анықталады және көзбен немесе EN 14081-2 и немесе EN 14081-3 талаптарына сәйкес сұрыптау машиналарын пайдалана отырып анықтала алады. Ең дұрысы болып көзбен сұрыптау барысында қатысатын адами факторлардың әсерін болдырмау мүмкіндігін беретін ағаш материалдарының машиналы сұрыптауы табылады. Сұрыптау үшін пайдаланатын ағаш материалдарының машинасы EN 14081-3 баяндалған реттеу талаптарын қанағаттандыруы тиіс.

Қабатты желімделген ағашты дайындау үшін пайдаланатын ағаштың биологиялық ақауға табиғи төзімділігі EN 350-1 және EN 350-2 талаптарына сәйкес анықталады. Биологиялық ақаудан ағаштың қорғаушы өңдеуді EN 15228 талаптарына сәйкес белгіленуі

тиіс.

6.3.4 Ұзындық бойымен тісті тиектермен қосылған тақталар ҚР СТ EN 14080 талаптарын қанағаттандыруы тиіс. Арқалықтарда тісті тиектермен қысқа өлшемді ағаш материалдарынан жасалған дайындамаларды көпірлердің аралық құрылыстарында және фермалардың созылған белдерінде пайдалануға рұқсат етілмейді.

Тісті тиек қосылыстардың беріктігі қосылыстарды иілуге сынау жолымен анықталуы тиіс. Иілу барысында қосылыстардың тісті тиектерінің беріктігінің сипаттамалық мәнін ҚР СТ EN 14080 (А қосымшасы) сәйкес анықтау қажет.

6.3.5 Қабатты желімделген ағаш бұйымдарының өлшемдерінің рұқсаты ауытқулары EN 390 талаптарын қанағаттандыруы тиіс. EN 390 стандартының талаптарына сәйкес көрсетілген өлшемдеріндегі ауытқуы келесі мәндерден артық болмауы тиіс:

- көлденең қимасының енімен кіші жаққа қарай минус 2 мм және үлкен жаққа қарай 2 мм;

- биіктігі 400 мм және одан кем элементтер үшін - көлденең қимасының бойымен – кіші жаққа қарай минус 2 мм және үлкен жаққа қарай 4 мм;

- 400 мм артық элементтің көлденең қимасының бойымен – биіктігі бойынша сәйкесінше минус 0,5 % және 1 %;

- ұзындығы 2 м және одан кем элементтер үшін тік сызықты кесінді бойымен – үлкен жаққа қарай 2 мм және кіші жаққа қарай минус 2 мм. Ұзындығы 2 м бастап 20 м дейінгі тік сызықты учаскесі бар элементтер үшін сәйкесінше 0,1 % және минус 0,1 %, ал 20 м артық тік сызықты учаскесі бар элементтер үшін ± 20 мм.

Желімделген элементтің өлшемдерін өлшеу барысында желімделген ағаштың нақты ылғалдылығын ескеру және EN 390 (1-кесте) мәліметтерімен сәйкес түзетуді жүргізу қажет.

6.3.6 Қабатты желімделген ағаш ҚР СТ EN 14080 сәйкес беріктік және қаттылық көрсеткіштеріне қойылатын талаптарын қанағаттандыруы тиіс. Көп қабатты желімделген пакеттерді әр түрлі беріктік кластарындағы ағаш материалдан қалыптастыруға рұқсат етіледі. Бұл жағдайда пакеттің көлденең қимасының сыртқы қабаттары ішкі қабаттарға қарағанда беріктігінің жоғарырақ класындағы ағаш материалдарынан қалыптастырылады. Осындай көп қабатты желімделген ағаш үйлестірілген деп аталады. Қабатты желімделген ағаштың барлық қабаттары беріктіктің бір класындағы ағаш материалдарынан қалыптастырылған жағдайда біртекті деп аталады. Қабатты желімделген ағаштың пакеттерін қалыптастыру EN 1194 және ҚР СТ EN 14080 талаптарына сәйкес орындалуы тиіс.

Қабатты желімделген ағаштың келесі беріктік кластары болады: GL24h, GL28h, GL32h және GL36h және үйлестірілген – GL24c, GL28c, GL32c және GL36c. Қабатты желімделген ағаштың беріктік кластарының сипаттамалық мәндері 6.5 және 6.6 -кестеде келтірілген.

6.5 және 6.6-кестелерінде келтірілген қабатты желімделген ағаштың иілу, созылу, сығылу барысындағы беріктігінің сипаттамалық мәндері биіктігі 600 мм үлгілердің иілуге және EN 1193 әдісіне сәйкес биіктігі/ені 600 мм үлгілерін созылуға/ сығылуға жүргізген сынақтар арқылы анықталды.

Ағаш материалдарынан жасалған ағаштың қабатты желімделген қималарын қалыптастыру үлгілері 6.7 және 6.8-кестелерде келтірілген.

6.5-кесте – [EN 1194] біртекті қабатты желімделген ағаштың беріктігінің, қаттылығының (Н/мм²) және тығыздығының (кг/м³) сипаттамалық мәндері

Беріктік класы		GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 36h
Иілу барысындағы беріктік	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Созылу барысындағы беріктік	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Сығылу барысындағы беріктік	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Жару барысындағы беріктік	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Серпімділік модулі	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	390	420	460	490
Жылжу модулі	$G_{g,mean}$	720	780	850	910
Тығыздық	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450

6.3.7 Қабатты желімделген ағашты дайындау барысында келесі желімдеуші құрамдар пайдаланыла алады: фенол- және аминопласттар негізіндегі поликонденсатты желім; полиуретанды желім және эпоксидті желім (желімді-бекне саусақты қосылыстарда). Желімделген қабат беріктігін «жалпағынан» иілуге немесе EN 408 сәйкес созылуға жүргізген сынақтар негізінде анықтау қажет. Иілу барысында сипаттамалық беріктікті анықтауды ҚР СТ EN 14080 (А қосымшасы) сәйкес орындайды.

Желімделген тігістердің беріктігі EN 386 белгіленген сынау әдістерінің біреуімен анықталуы тиіс. EN 386 белгіленген сәйкес шарттар орындалуы тиіс.

6.6-кесте – [EN 1194] Үйлестірілген қабатты желімделген ағаштың беріктігінің, қаттылығының (Н/мм²) және тығыздығының (кг/м³) сипаттамалық мәндері

Беріктік класы		GL24c	GL28c	GL 32c	GL 36c
Иілу барысындағы беріктік	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Созылу барысындағы беріктік	$f_{t,0,g,k}$	14	16,5	19,5	22,5
	$f_{t,90,g,k}$	0,35	0,4	0,45	0,5
Сығылу барысындағы беріктік	$f_{c,0,g,k}$	21	24	26,5	29
	$f_{c,90,g,k}$	2,4	2,7	3,0	3,3
Жару барысындағы беріктік	$f_{v,g,k}$	2,2	2,7	3,2	3,8
Серпімділік модулі	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	320	390	420	460
Жылжу модулі	$G_{g,mean}$	590	720	780	850
Тығыздық	$\rho_{g,k}$	350	380	410	430

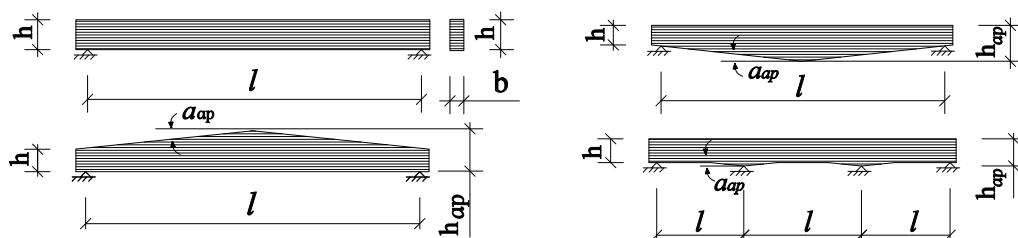
6.7-кесте – Ағаш материалдардан жасалған қабатты желімделген ағаш элементтерінің үлгілері. EN 1194 сәйкес есептеу әдісімен қабатты желімделген ағаштың беріктік класын анықтау барысында талап етілетін сипаттамалық қабаттар

Қабатты желімделген ағаштың беріктік класы	GL 24	GL 28	GL 32	GL 36
Біртекті желімделген ағаш: созылу барысындағы беріктік, Н/мм ² созылу барысындағы серпімділік модулі, Н/мм ² тығыздық, кг/м ³ *	14,5 11000 350	18 12000 370	22 13000 390	26 14000 410
Үйлестірілген желімделген ағаш: ** созылу барысындағы беріктік, Н/мм ² созылу барысындағы серпімділік модулі, Н/мм ² тығыздық, кг/м ³ *	14,5/11 11000/9000 350/320	18/14,5 12000/11000 370/350	22/18 13 000/12000 390/370	26/22 14 000/13000 410/390
<p>* Тығыздық мәні индикативті қасиеттер болып табылады.</p> <p>**Үйлестірілген қабатты желімделген ағашқа қатысты талап етілетін сипаттамалар сыртқы/ішкі қабаттар үшін келтірілген.</p>				

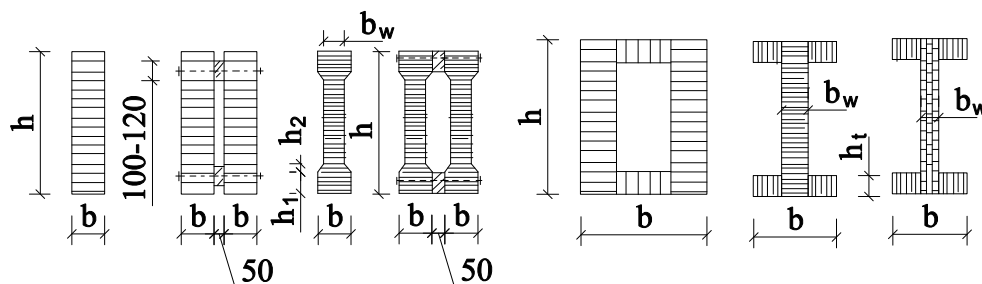
6.8-кесте – 6.5 және 6.6-кестелеріне сәйкес қабатты желімделген ағаш элементтерін қалыптастыру үлгілері. EN 338 сәйкес қабаттардың беріктік кластары

Қабатты желімделген ағаштың беріктік кластары	GL 24	GL 28	GL 32
Біртекті желімделген ағаш	C24	C30	C40
Үйлестірілген желімделген ағаш: сыртқы/ішкі қабаттар	C24/C18	C30/C24	C40/C30

6.3.8 Көпірлер конструкциясы үшін негізінен тік бұрышты қабатты желімделген ағаш элементтері (арқалықтар, төсемнің жолаушы бөлігінің тақтасы, кергіш элементтер, арқалар және фермалар, құрамдас элементтер) және қос таврлы көлденең қималы (арқалықтар) пайдаланылады. Көпірлердің қабырға мен белдеулері желімделген тігістердің тік және көлденең орналасуымен орындалған қорабы және қос таврлы көлденең қимасы бар арқалық конструкцияларының жеке үлгілері бар. Қабатты желімделген ағаштан жасалған көпірлерді тұрғызу құрылыстарына арналған арқалықтар және олардың көлденең қималары 6.2 және 6.3-суреттерде келтірілген.



6.2-сурет – Қабатты желімделген ағаштан жасалған арқалықтар сызбасы



6.3 -сурет– Қабатты желімделген ағаштан жасалған арқалықтардың көлденең қимасының сызбасы

Арқалықтардың көлденең қимасында желімделген тігістері түрлі бағытталған арқауларды ылғалдылықтың өзгеруі барысында желімделген тігістерде ішкі кернеу туындауына және конструкция бұзылуына әкеп соғуы мүмкін түрлі бағыттардағы сызықтық кеңею коэффициент мәнінің әр түрлігіне байланысты үйлестірмеу ұсынылады.

6.4 LVL

6.4.1 LVL көпірлер құрылысында арқалықтар, жақтау элементтері, фермаларының торлары және белдеулері элементтері, жолаушы бөлігінің төсемі түрінде пайдаланатын конструкциялық материал болып табылады. LVL ағаштардың қылқанды түрінің (қарағай, шырша, балқарағай) аршылған кілтегінің жіңішке тік қабаттарын желімдеу (желімделген тігістердің тік орналасуы) жолымен дайындалған көп қабатты желімделген материалы болып табылады. Кілтек қабаттарының қалыңдығы 3-4 мм құрайды. Жапсарлас қабаттардың ағаш талшықтары параллель түрде орналасады, ал кейбір жағдайларда сыртқы қабаттардың талшық бағыттары ішкі қабаттардың бағыттарына перпендикуляр орналасуы мүмкін. Өндіруші елге байланысты LVL өзінің таңбалануымен, беріктік мәндерімен және серпімділік сипатымен ерекшеленуі мүмкін.

АҚШ аумағында LVL Microllam деген атаумен шығарылады. Ол сары қарағайдан немесе Дуглас шыршасынан, ал Финляндияда - Kerto деп аталатын шыршадан жасалады. LVL – Kerto - барлық қабаттарда талшықтардың бір бағытта орналастырылған Kerto –Sc және кілтектің әрбір бесінші қабатында талшықтардың бағыты алғашқы төрт қабатқа перпендикуляр орналастырылатын - Kerto – Q болып бөлінеді. Канадада, АҚШ, Германияда, Жапонияда, Польшада, Ресейде және басқа елдерде LVL Ultralam™ атауымен шығарылады. Ultralam™ қылқанды ағаштардың түрлі сұрыптағы ($G_1 - G_4$) кілтегінен жасалынады.

6.4.2 LVL– Kerto 27 мм бастап, 90 мм дейінгі қалыңдықта және 200 мм бастап, 600 мм дейінгі енде шығарылады. LVL көбінесе қос таврлы арқалықтардың қабырғалары

ретінде үйлестірілген конструкция түрінде пайдаланылады. LVL - Kerto беріктігінің негізгі сипаттамалық мәндері 6.9-кестеде келтірілген.

6.9-кесте – LVL–Kerto тақталары беріктігінің сипаттамалық мәндері

Маркасы	Беріктігінің сипаттамалық мәндері, Н/мм ²							
	Иілу барысында		Сығылу барысында		Созылу барысында		Жару барысында	
	Қыры- нан $f_{m,0,edge,k}$	Жалпа- ғынан, $f_{m,0,flat,k}$	талшық тар бойы- мен $f_{c,0,k}$	Талшықтар- ға көлденең, қырынан $f_{c,90,edge,k}$	талшық тар бойы- мен $f_{t,0,k}$	Талшық- тарға көлде- нең, $f_{t,90,k}$	Қыры- нан, $f_{v,0,edge,k}$	Жалпа- ғынан, $f_{v,0,flat,k}$
Kerto-S ^K	44,0	50,0	35,0	6,0	35,0	0,8	4,1	2,3
Kerto-Q ^K	32,0	36,0	26,0	9,0	26,0	6,0	4,5	1,3

Kerto – S^K және Kerto - Q^K маркалы LVL – Kerto тақталарының $E_{0,mean}$ серпімділік модулінің орташа мәні сәйкесінше 13800 және 10500 Н/мм², ал $G_{0,mean}$ жылжу модулі және $\rho_{k,mtan}$ тығыздығы – 600 Н/мм² және 510 кг/м³ құрайды.

6.4.3 LVL UltralamTM бірнеше түрлері шығарылады және сәйкесінше таңбаланады. LVL UltralamTM таңбалануы талшықтар бағыттарына және кілтектердің қабат сұрыптарына байланысты : Ultralam Rs; Ultralam R; Ultralam X және Ultralam I белгіленеді. UltralamTM жасалған бұйымдар арқалықтар және тақталар түрінде шығарылады және талшықтар бағыттарына және кілтектердің сұрыптарына байланысты бірнеше түрге бөлінеді. (6.10-кесте).

UltralamTM тақта өлшемдері стандартты. Қазіргі уақытта UltralamTM тақталары келесі өлшемдерде шығарылады: қалыңдығы 19 мм бастап 106 мм дейін; ені 200 мм бастап 1250 мм дейін және ұзындығы 20 м дейін. R түріндегі тақталардың талшықтар бойымен $E_{0,mtan}$ серпімділік модулінің орташа мәні 4000 МПа, X түріндегі тақталардың қалыңдығы 19 мм бастап, 21 мм дейін – $E_{0,mtan} = 10000$ МПа, ал қалыңдығы 24 мм бастап 75 мм дейін $E_{0,mtan} = 12100$ МПа құрайды.

6.10-кесте – UltralamTM түрі және қолдану саласы

Материал түрі	Сипаттамасы	Қолдану саласы
Ultralam Rs	Кілтектің барлық қабаттарының талшықтары параллель бағытталған, дайындау үшін G1-G2 шпон сұрыптары қолданылады (айрықша G1 сұрпы)	Көтергіш конструкциялар

6.10-кесте – Ultralam™ түрі және қолдану саласы (жалғасы)

Материал түрі	Сипаттамасы	Қолдану саласы
Ultralam R	Кілтектің барлық қабаттарының талшықтары параллель бағытталған, дайындау үшін G1-G2 шпон сұрыптары қолданылады (айрықша G2 сұрпы)	Көтергіш конструкциялар
Ultralam X	Кілтектің жеке қабаттары талшықтардың өзара перпендикулярлы бағытталған, дайындау үшін G2-G3 шпон сұрыптары қолданылады	Көтергіш және қоршау конструкциялары
Ultralam I	Кілтектің қабаттары талшықтардың параллельді де, өзара перпендикулярлы бағытталған бола алады, дайындау үшін G3-G4 кілтек сұрыптары қолданылады	Қоршау конструкциялары

6.4.4 Көпір құрылысында үйлестірілген конструкцияларының элементтері, жақтау және ферма элементтері, арқалықтар және көпірдің жолаушы бөлігінің тақталары үшін Ultralam Rs және Ultralam R қолданулары тиіс. LVL жасалған конструкцияларды жобалауды ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (3.4, 6.1.2 – 6.1.8, 6.2.1 – 6.2.4, 6.3.1 – 6.3.3, 6.4.1 – 6.4.3) және ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (6.2, 7.1 – 7.3) талаптарына сәйкес жүзеге асыру қажет.

LVL сипаттамалық мәндері ҚР СТ EN 14374 әдістерімен, ал ылғалдылық пен геометриялық өлшемдері - EN 322, EN 324-1 және EN 324 -2 сәйкес анықталуы қажет.

6.5 Фанера

6.5.1 Фанера қалыңдығы 2 мм - 4 мм кілтектің бірнеше жұқа қабаттарын қысыммен желімдеу арқылы дайындалған жазық тақта болып табылады. Кілтек қабаттары бір біріне перпендикуляр орналасады және қабаттардың тақ саны (кем деген үшеу) қысыммен желімденеді. Фанера үш қабатты және көп қабатты бола алады. Көпір құрылысында үйлестірілген конструкция элементтері түрінде (жаяу жолға арналған тақталарды қаптау, арқалық ретінде пайдаланатын көлденең кимасы қос таврлы және қорапты арқалықтардың қабырғалары) тек көп қабатты тегістелмеген фанераларын ғана қолданады. Көпірлердің конструкциясы элементтерінде қалыңдығы кем дегенде 6 мм, суға төзімді желімдермен жасалған фанераларды пайдалануға рұқсат етіледі. Фанерасы бар үйлестірілген конструкциялар негізінен кіші жолаушы көпірлер құрылысында және құрылыс тұрғызудың басты емес конструкциясы ретінде қолданылады. Автокөліктік көпірлерде осындай конструкцияларды қолдану ұсынылмайды.

6.5.2 Фанераны пайдалану барысында міндетті түрде EN 314-2 стандартының талаптары негізінде пайдалану шартын ескере отырып, желімдеу класының қосылыстарын ескеру тиіс. EN 314-2 талаптарына сәйкес желімделген қосылыстар үшін келесі кластар белгіленген:

- 1- класс – жайлар ішінде құрғақ жағдайларда пайдалану;
- 2- класс – ылғалды, бірақ желдетілетін жағдайларда пайдалану;

3- класс – жайдың сыртында, яғни ұзақ уақыт бойы жаңбыр және күн астында пайдалану.

Көпірлердің конструкциясы элементтері үшін пайдалануда 2 класы тән: 2 және 3 - кластар.

6.5.3 Фанераны ылғалдан қорғалған жағдайларда (ылғалдың келуін толықтай болдыртпайтын жолаушы бөлігінің тақталар астында) көпірлер конструкцияларының элементтері ретінде пайдалану жағдайында байлаушы сапасы EN 314-2 бойынша 2-кластың желімделген қосылыстарының талаптарын қанағаттандыруы тиіс. Бұл жағдайда биологиялық бұзылу қаупі бойынша фанераның микроорганизмдермен бұзылуына беріктігі EN 335-3 стандартына сәйкес болуы тиіс.

6.5.4 Фанераны ылғалдан қорғалған жағдайларда (көпірлердің жаяу жолдары, ылғалдың ықтималды келетін орындарындағы арқалықтар, яғни, ұзақ уақыт бойы жаңбыр және күн астында пайдалану), яғни EN 335-3 сәйкес 3-класс пайдалану жағдайында байлаушы сапасы EN 314-2 бойынша 3-кластың желімделген қосылыстарының талаптарын қанағаттандыруы тиіс. Бұл жағдайда 3-кластың биологиялық бұзылу қаупі бойынша фанераның микроорганизмдермен бұзылуына беріктігі EN 335-3 стандартына сәйкес болуы тиіс.

6.5.5 Фанераның механикалық қасиеттерінің сипаттамалық мәндері ҚР СТ EN 12369-1 стандарт талаптарына сәйкес болуы тиіс. Фанера үшін белгіленген еуропалық стандарттар талаптарында тұтас және қабатты желімделген ағаш үшін қабылданған сияқты беріктік класының түсінігі болмайды. Сондықтан сипаттамалық мәндер өндірушімен ҚР СТ EN 12369-1 стандартының талаптарына сәйкес анықталады және ақпараттық сипатқа ие болатын келесі мазмұнда ақпарат көрсетілуі тиіс:

- өнімнің сипаттамасы;
- бұйымның өзіне сәйкес жасап шығарылған стандарты;
- сипаттамалық мәндер;
- өнімнің пайдалану класы;
- кілтек дайындау ағаш класы, қабаттардың сұрыптары және саны;
- сертификаттау жөніндегі мәлімет.

Конструкцияны дайындау үшін жеткізілетін фанера таңбалануына сәйкес болуы тиіс, ал оның сапасы ұлттық деңгейде бақылануы тиіс.

6.6 Желімдер

6.6.1 Конструкция элементтерін дайындау үшін конструкцияның жобалық қызмет мерзімі барысында пайдалану кезінде қосылыстарды беріктікпен, өміршеңдікпен және тұтастықпен қамтамасыз ететін осындай желімдеу құрамдарын пайдалану қажет. EN 301 талаптарына сәйкес пайдалану шарттарына байланысты барлық желімделген құрамдар үш түрге бөлінеді. EN 301 белгіленген I - түріндегі желімдеу құрамдары, барлық пайдалану кластары, II - түрі – тек 50 °C артық температураның ұзақ уақыт бойы әсері болмайтын 1 және 2 пайдалану кластары үшін, ал III- түрі ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 3.6(3) Тармақтарына сәйкес 3-пайдалану класы үшін қолданылады.

6.6.2 Қабатты желімделген ағашты дайындау үшін келесі желімдеу құрамдары қолданылуы тиіс:

- EN 301 белгіленген талаптарға сәйкес фенол және аминопласттар негізіндегі поликонденсатты желім;
- ҚР СТ EN 14080 (С қосымшасы) белгіленген талаптарға сәйкес сынақтан өткізілген полиуретанды желім.

6.6.3 Желімді-бекне саусақты қосылыстары үшін эпоксидті желімдер құрамдарын пайдалану қажет. Ұсынылған желімдер құрамдары 6.11-кестеде келтірілген.

6.11-кесте – Желімді-бекне саусақты қосылыстарына арналған эпоксидті желімдердің ұсынылған құрамдары

Желімдердің құрамдас бөліктері	Мөлшері, салмақты бөлік	
	ЭПЦ-1 желімі	К-153 желімі
ЭД-20 шайыры	100	100
Тиокол МВБ-2	-	20
Полиэфир МГФ-9	20	10
Полиэтилен-полиамин	15	15
Күрделі аминдер	20	20
Цемент немесе дірілді ұсақталған кварцты құм	200	200

7 КӨПРЛЕРДІҢ АҒАШ КОНСТРУКЦИЯСЫ ЭЛЕМЕНТТЕРІНІҢ СТАТИКАЛЫҚ ЕСЕПТЕРІНІҢ НЕГІЗДЕРІ

Ескертпе – Қазіргі уақытта ағаш конструкцияларының және олардың элементтерінің статикалық есебі бағдарламалық есептеу кешендерінің бірқатарында жүзеге асырылған ақырғы элементтер әдісінің бірі болып табылатын сандық әдістерді пайдалана отырып орындалады. Бірақ бұл басқа әдістерді пайдалану мүмкіндігін шектемейді.

Күрделі құрамдастырылған жүйелердің (аркалардың, фермалардың және жақтаулардың) статикалық есебін орындау, сондай-ақ, сығылған және сығылып-иілген элементтердің тұрақтылығын тексеру үшін екінші тәртіп теориясын қолдануы тиіс.

7.1 Төсемнің көп қабатты ағаш тақталарын есептеу ерекшеліктері

7.1.1 Төсем тақтасының статикалық есебін жүзеге асыру барысында келесі әдістер қолданылуы мүмкін:

- ортотропты тақталар теориясына негізделген аналитикалық әдіс;
- сандық әдіс, тақта белгілі бір мөлшердегі ақырғы элементтердің торы түрінде өңделетін ақырғы элементтер әдісі;
- тақта қабаттар бағыты бойынша бір немесе бірнеше арқалықтардан тұратын b_{ef} жұмыс ені бар арқалық ретінде қарастырылатын жеңілдетілген әдіс.

Ағаштың қылқанды түрлерінен жасалған тақталар үшін есептеу әдістерінің біреуін пайдалану барысында 7.1-кестеде келтірілген мәліметтерді пайдалану қажет.

7.1-кесте – Төсемнің көп қабатты тақталарының қасиеттері
[ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 5.1-кесте]

Төсем тақтасының түрі	$E_{90,mean}/E_{0,mean}$	$G_{0,mean}/E_{0,mean}$	$G_{90,mean}/G_{0,mean}$
Шегелермен қосылған қабаттар	0	0,06	0,05
Кернеулі көп қабатты тақталар:			
–сүргіленбеген ағаш материалдарынан	0,015	0,06	0,08
–сүргіленген ағаш материалдарынан	0,020	0,06	0,10
Желімделген көп қабатты тақталар	0,030	0,06	0,015
Ескертпе – v Пуассон коэффициентін нөлге тең деп қабылдауға рұқсат етіледі.			

7.1.2 [5.1.3(1)] Төсемнің тақталарын жеңілдетілген әдісті пайдалана отырып есептеу барысында тақта қимасының жұмыс ені келесі формуламен анықталады:

$$b_{ef} = b_{w,middle} + a, \quad (7.1)$$

мұнда $b_{w,middle}$ – ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (5.1.2) талаптарына сәйкес анықталатын төсем тақтасының ортасындағы нөлдік жазықтығында жүктелген ауданның ені;

a – ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 5.3-кестесінен немесе осы құралдың 7.2-кестесінен қабылданатын мән.

7.2-кесте – Арқалықтың жұмыс енін анықтауға арналған a мәні
[ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011]

Төсем тақтасының түрі	a , м
Шегелермен қосылған қабаттардан тұратын төсем тақтасы	0,1
Кернеуленген немесе желімделген қабаттардан тұратын тақта	0,3
Айқыш пішінді орналасқан қабаттары бар тақта	0,5
Құрастырылмалы ағаш-бетонды тақта	0,6

7.1.3 Көлденең қимасы қорапты болып табылатын төсем тақталарын есептеу барысында басшылыққа канадалық [10] немесе американдық [11 және 12] нормалар талаптарын алу немесе жұмыс енін шынайы өлшемді моделді сынау негізінде анықтау қажет.

7.1.4 Төсем тақталарындағы қабаттар тісті тиектерді пайдалана отырып орындалған бойлық қосылыстар болған жағдайда, онда (7.1) формуласымен анықталған b_{ef} мәнін – ағаштардың жапырақты түрлерінен жасалған тақтайлар үшін 0,75 және ағаштың қылқанды түрлерінің ағаш материалдары үшін 0,85 мәніне көбейту қажет. Төсемнің көлденең қимасы қорапты пішінді болған жағдайда онда осы көбейткіштер сәйкесінше 0,8 және 0,85 тең болады.

7.1.5 Көпірлерді пайдалану тәжірибесінің негізінде төсемнің көп қабатты кернеулі тақталарында сығылудың $\sigma_{p,min}$ ұзақ қалдықты кернеуліктің деңгейі ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 6.1.2(5) тармақта кем дегенде 0,35 Н/мм² тең деп

көрсетілгендігіне қарамастан ағаштың қылқанды түрлерінің қабаттары арасында $0,5 \text{ Н/мм}^2$ және ағаштың жапырақты түрлерінің қабаттарынан тұратын $0,7 \text{ Н/мм}^2$ кем болмауы тиіс.

7.2 Ағаш-бетонды тақталарды есептеу ерекшеліктері

7.2.1 Көпірлер құрылысында ағаш конструкцияны дамыту бағыттарының бірі болып жолаушы бөлігінің бетон плитасымен қосылған желімделген ағаш арқалықтардан (қабырғалардан) тұратын үйлестірілген конструкцияны ұсынатын ағаш-бетонды тақталарды пайдалану табылады. ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (1.5.2.1, 8.2.2(3)P) талаптарына сәйкес бетонды плитаның ағаш арқалықтармен қосылысын ағаш арқалықтарын талшықтарға перпендикуляр орналастыратын болат механикалық байланыстарды (өзектерді) пайдалана отырып орындау қажет. Ағаштағы өзектерді анкерлеу жұмыстары бұрандалау немесе желімдеп жабыстыру жолымен, ал бетонда плитада монолиттеу жолымен жүзеге асырылады.

Тік және көлденең жүктемелерді (тежеу күш салулары және көлік құралдарының соғылуы) әсерінен туындаған жылжу күштерін бетон плитасы мен ағаш арқалықтар арасында беру әдісі бойынша ағаш-бетонды тақтаның екі түрін бөліп көрсетуге болады: қосылыстарда туындайтын жылжулар және созылатын күш салулар байланыстармен қабылданатын механикалық байланыстармен қосылған тақталар; жылжушы күш салулар ағаш дөңес жерлерімен, ал созушы күш салулар механикалық байланыстармен қабылданатын астауы және механикалық байланыстары бар тақталар. Бетон тақтасы мен ағаш арқалықтар арасындағы ең жақсы қосылыстары болып осы құралдың 5.1a-суретінде келтірілген шешім табылады.

Ағаш-бетонды тақталарын жобалау барысында бұзылудың сынғыш сипатына ие болатын созылған ағаш элементтеріне ерекше көңіл бөлу тиіс. Сонымен қатар, осындай конструкцияны пайдалану әр түрлі ауа райы шарттарында туындайтын динамикалық жүктемелер әсерінде болатындығын, ал материалдардың өздері реологиялық сипаттамалар мәндері бойынша алуан болатындығын ескеру қажет.

7.2.2 Ағаш-бетонды тақталардың статикалық есебін орындау барысында бетон плитасын ағаш арқалықтармен қосылу байланыстарындағы күш салулары анықталған болуы тиіс.

7.2.3 [8.2.1(2)] Астаусыз ағаш-бетонды тақталарда барлық байланыстар ағаштың бетонмен қосылу бойынша әсер ететін жылжитын күш салуларын қабылдайды. Әрбір байланысқа әсер ететін күш салудың көлемі осындай қосылыстардың уақыт ішінде икемділігінің өзгерісін ескеруге рұқсат беретін бағдарламалық кешендерді пайдалана отырып сандық әдіс арқылы анықталуы тиіс.

7.2.4 [8.2.2(4)] Астауы бар ағаш-бетонды тақталарда ағашты бетонмен қосатын байланыстар созылуға жұмыс істейді, ал байланысқа әсер ететін созушы күш салудың көлемі келесі формуламен анықталады:

$$F_{t,Ed} = 0,1 \cdot F_{v,E}, \quad (7.2)$$

мұнда $F_{t,Ed}$ – ағаш пен бетон арасындағы байланысқа әсер ететін созушы күш салуды есептеу мәні;

$F_{v,Ed}$ – байланысты орнату аймағында ағаш астауына әсер ететін жылжытушы күш салуды есептеу мәні.

Бұл жерде астауы жоқ тақталар жағдайындағыдай, күш салуды бағдарламалық кешендер бойынша сандық әдісті пайдалана отырып анықтау қажет.

7.2.5 [5.3(3)] Ағаш пен бетоннан тұратын тақтаның есептік моделі сөресі бетоннан, ал қабырғасы ағаштан жасалған таврлы қималы арқалығынан тұратын болып табылады. Бетон сөренің жұмыс енін келесі формуламен анықтау қажет:

$$b_{ef,c}=b + b_{ef,1} + b_{ef,2} , \quad (7.3)$$

мұнда b – ағаш арқалықтың ені;

$b_{ef,1}$, $b_{ef,2}$ – ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 (5.3.2.1) сәйкес бетонды таврлы қима үшін анықталатын бетон ернемектің жұмыс ені.

7.2.6 [5.3(2)] Ағаш пен бетонның арасында үйкеліс және ілінісу ескерілмейді.

7.2.7 [5.3(4)P] Жеңілдетілген есепте жарылған жерлерінің туындау барысында бетон тақтаның қаттылығының өзгерісін ескеру үшін жарылмаған күйде оны қаттылықтың 40 % тең етіп қабылдауға рұқсат етіледі.

7.2.8 Ағаш-бетонды тақталардың статикалық есебін орындау барысында міндетті түрде уақыт барысында қосылыстың икемділік модулінің өзгерісін ескеру қажет. Тәуелділік мәліметтері тәжірибелік зерттеулер нәтижесінің негізінде алынған болуы тиіс. Осы қағиданың дәлелі ретінде ағаш жылжуының нәтижесінде көпір құрылысынан кейін 2 жыл бойы максималдық көлемге жетсе де, ағаш-бетонды тақталар қосылыстарының деформациясы 5 жыл бойы бақылау барысында тұрақтамағандығы анықталған [7, 13 және 14] жұмыстарда келтірілген зерттеулер нәтижелері болып табылады.

7.3 Жиіктерді, фермаларды және аркаларды есептеу ерекшеліктері

7.3.1 Жиіктердің, фермалардың және аркалардың статикалық есебін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (5.4) талаптарын ескере отырып орындау қажет. Есептік моделдерді және ішкі күш салуларды есептеп шығаруын құрастыру барысында келесі жайттар ескерілуі тиіс:

- элементтер мен тораптардың деформациясы;
- тіреуші эксцентриситтердің әсері;
- тіреулердің және негіздердің қаттылығы.

7.3.2 Көпірлердің басты көтергіш конструкция ретінде жиіктер, фермалар немесе аркалар пайдаланатын аралық құрылыстарының статикалық есебін орындау барысында екінші тәртіптің сызықтық есебін жүргізу арқылы ішкі күш салуды таратуға иілудің әсерін ескеру қажет. ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (5.4.4) келтірілген талаптар көпірлер конструкциясына емес, жалпы құрылыстық конструкцияларға қатысты. Сондықтан, бірінші тәртіптің сызықтық есебінің нәтижесінде алынған конструкция элементінің иілу көлемі аралық көлемінен 0,0025 артық болатын ағаш көпірлерінің жиіктерді, фермаларды және аркаларды пайдалана отырып орындалатын конструкциясы үшін екінші тәртіптің

сызықтық есебін орындау ұсынылады.

Еуропа елдерінде жолаушы ағаш көпірлерін жобалау тәжірибесі көрсеткендей, 15 м артық құрылысты тұрғызу үшін статикалық есепті екінші тәртіп теориясын пайдалана отырып орындау қажет.

8 КӨПІРЛЕРДІҢ АҒАШ КОНСТРУКЦИЯСЫ ЭЛЕМЕНТТЕРІН КӨТЕРГІШ ҚАБІЛЕТІНІҢ ШЕКТІК КҮЙІ ЖӘНЕ ПАЙДАЛАНУҒА ЖАРАМДЫЛЫҒЫ БОЙЫНША ЕСЕПТЕУ

8.1 Көпірлердің ағаш конструкциясы элементтерін көтергіш қабілеттің шектік күйі бойынша есептеу

Көпірлердің ағаш конструкциясы элементтерін көтергіш қабілеттің шектік күйлері бойынша есептеу жұмыстарын жобалауға әсер ететін және ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (А.2 қосымшасы) және ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 арналған НТҚ келтірілген әсер ету үйлесінің таңдалып алынатын максималды есептік жүктеме әсеріне элементтің беріктігін, тұрақтылығын және қажуын тексеру мақсатында жүргізу қажет.

8.1.1 Төсемнің көп қабатты ағаш тақталарының есебі

8.1.1.1 [6.1.1(2)] Көпірлердің ағаш конструкцияларының көтергіш қабілеттерінің шектік күйін жол бөлігі төсемінің біртекті болмауын ескере отырып қарастыру қажет. Төсемнің ағаш тақталары үшін өздеріне сәйкес беріктіктің есептік мәні анықталатын ортақ принциптер анықталған.

Төсем ағаш тақталарының иілу барысындағы беріктігінің және жылжу барысындағы беріктігінің есептік мәні келесі формуламен анықталады:

$$f_{m,d,deck} = k_{sys} f_{m,d,lam} , \quad (8.1)$$

$$f_{v,d,deck} = k_{sys} f_{v,d,lam} , \quad (8.2)$$

мұнда $f_{m,d,lam}$ – ағаш қабатының иілу барысындағы беріктігінің есептік мәні;

$f_{v,d,lam}$ – ағаш қабатының жылжу барысындағы беріктігінің есептік мәні;

k_{sys} – жүйе беріктігінің коэффициенті.

Шегелермен немесе бұрандамалармен қосылған немесе алдын ала кернеуленген немесе өзара желімделген қабаттардан, тұтас ағаштар қабаттарынан тұратын төсем тақтасына арналған k_{sys} коэффициентінің мәні жұмыс қабаттар санына байланысты ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.12-суретінен немесе осы құралдың 8.1-суретінен анықталады.

Төсемнің тақтасындағы жұмыс қабаттарының саны ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 6.1.1(2) тармағына сәйкес келесі формуламен анықталады:

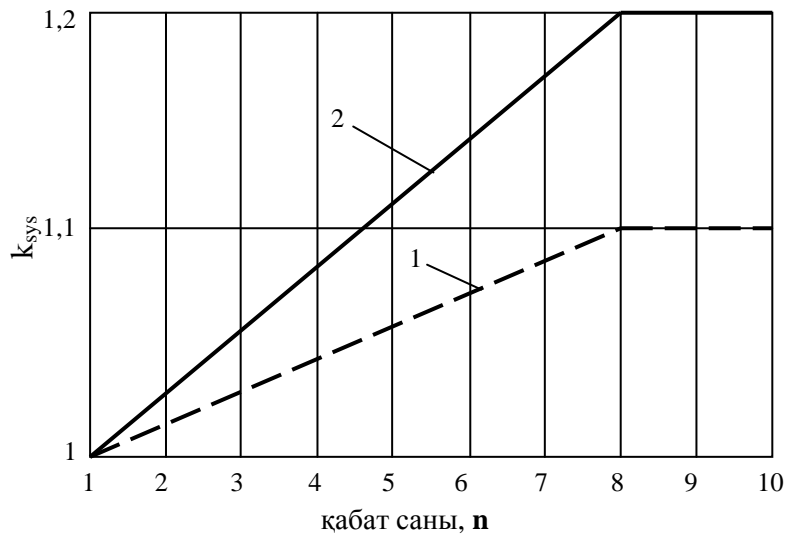
$$n = \frac{b_{ef}}{b_{lam}}, \quad (8.3)$$

мұнда b_{ef} – жұмыс ені;
 b_{lam} – қабат ені.

8.1.1.2 [6.1.1(3)] талаптарына сәйкес төсем тақтасының жұмыс енін келесі формуламен анықтау қажет:

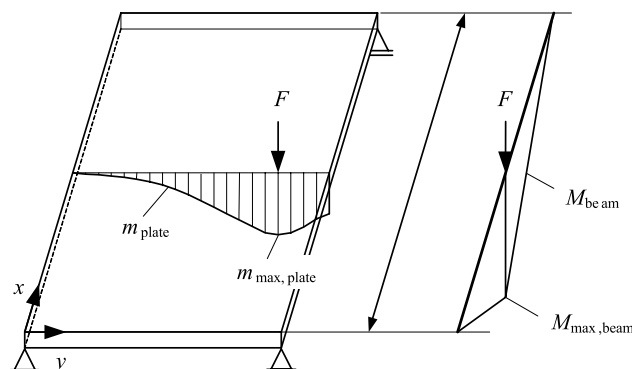
$$b_{ef} = \frac{M_{max,beam}}{m_{max,plate}}, \quad (8.4)$$

мұнда $M_{max,beam}$ – тақтаны модельдейтін арқалықтағы максималдық иілу моменті;
 $m_{max,plate}$ – ортотропты тақталар теориясы бойынша есептеп шығарылған тақтадағы максималдық иілу моменті (8.2-сурет).



1 – шегелермен немесе бұрандамалармен қосылған қабаттар;
 2 – алдын ала кернеулі немесе желімделген қабаттар

8.1-сурет– ҚР ҚН EN 1991-1-1:2008/2011 мәліметтері бойынша төсемнің қабатты тақталарының k_{sys} коэффициентінің мәні



8.2-сурет– ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 сәйкес жұмыс енін анықтау үшін тақтадағы иілу моментінің бөліну сызбасы

8.1.1.3 [6.1.2(2)] Көп қабатты кернеулі тақталар үшін ұзақ күш салудың мөлшері қабаттар арасында жылжу болмайтындай болуы тиіс, яғни келесі шартты орындауы тиіс:

$$F_{v,Ed} \leq \mu_d \sigma_{p,min} h, \quad (8.5)$$

мұнда $F_{v,Ed}$ – тік және көлденең әсерлерден туындаған ұзындық бірлігіне шаққандағы қозғалтушы күштің есептік мәні;

μ_d – үйкеліс коэффициентінің есептік мәні;

$\sigma_{p,min}$ – алдын ала кернеуліктен болатын сығылудың минималды ұзақ қалдықты кернеуі;

h – тақтаның көлденең қимасының биіктігі.

8.1.1.4 [6.1.2(3)] Есептерді (8.5) формуласын пайдалана отырып орындау барысында μ_d үйкеліс коэффициентінің мәні ағаш қабаттарының түріне, қабаттар арасындағы тегіс емес беттердің байланысына, қабаттардың өзара байланысатын бет жақтарының өңдеу тазалығына, қабаттар арасында қалдықты кернеуліктің деңгейіне байланысты қабылдануы тиіс.

8.1.1.5 [6.1.2(4)] Жұмсақ ағаш қабаттары, сондай-ақ, жұмсақ ағаш қабаттары мен бетон арасындағы μ_d үйкелістің статикалық коэффициентінің есептік мәнін 8.1-кестеден қабылдау қажет.

8.1-кесте – μ_d үйкеліс коэффициентінің есептік мәні [ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011]

Қабаттың тегіс емес беті	Талшықтарға көлденең		Талшықтар бойымен	
	Ағаштың ылғалдылық мөлшері		Ағаштың ылғалдылық мөлшері	
	$\leq 12 \%$	$16 \% \geq$	$\leq 12 \%$	$16 \% \geq$
Кесілген ағашқа кесілген ағаш	0,30	0,45	0,23	0,35
Сүргіленген ағашқа сүргіленген ағаш	0,20	0,40	0,17	0,30
Сүргіленген ағашқа кесілген ағаш	0,30	0,45	0,23	0,35
Ағаш бетонға	0,40	0,40	0,40	0,40
Ескертпе – Ағаштың ылғалдылығы 12 және 16 % арасында болу жағдайында μ_d мәні сызықтық интерполяция бойынша қабылданады.				

8.1.1.6 [6.1.2(5)] Қабаттар арасындағы алдын ала кернеуліктен туындайтын $\sigma_{p,min}$ сығылудың ұзақ қалдықты кернеулігі $0,35 \text{ Н/мм}^2$ аз болмауы тиіс. осы мәндер ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 6.1.2(6) Тармағына сәйкес (8.5) формуласын тексеру барысында қабылдануы тиіс. Бастапқы алдын ала кернеуліктің мөлшері $1,0 \text{ Н/мм}^2$ аз болса және ағаш ылғалдылығының мөлшері 16% көп болса, сондай-ақ, тақта ағашын пайдалану барысында оның ылғалдылығының мөлшерінің ұлғаюынан қорғау шарты кепілдендірілген жағдайда $\sigma_{p,min}$ мәнін $0,35 \text{ Н/мм}^2$ артық деп санауға болады.

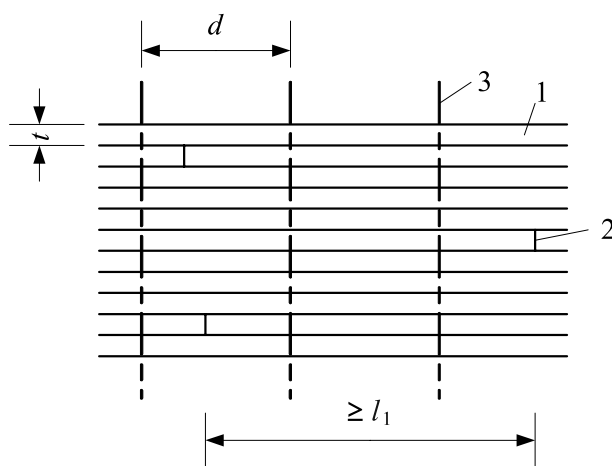
8.1.1.7 [6.1.2(9)] Төсемнің кернеулі көп қабатты тақтаның статикалық-беріктікті есебінде $k_{c,90}$ коэффициентінің мәнін $1,3$ тең етіп қабылдау қажет.

8.1.1.8 [6.1.2(10)] Көп қабатты кернеулікті тақталардың кез келген төрт көршілес қабаттарында төсем келесі түрмен анықталатын, l_1 ара қашықтығында көп дегенде бір ғана тоғысу қосылысы болуы тиіс:

$$l_1 = \min \begin{cases} 2d \\ 30t \\ 1,2m \end{cases}, \quad (8.6)$$

мұнда d – көп қабатты тақталардағы алдын ала кернеуленген тартпалар арасындағы ара қашықтығы (8.3-сурет);

t – қабаттың алдын ала тарту бағытындағы қалыңдығы.



1 – қабат; 2 – тоғысу қосылысы; 3 – алдын ала кернеуленген тартпа

8.3-сурет – ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 бойынша төсемнің кернеулі көп қабатты тақталардағы тоғысу қосылыстарының сызбасы

8.1.1.9 [6.1.2(11)] Төсемнің кернеулі көп қабатты тақталары үшін талшықтар бойымен беріктік мәнін есептеп шығару барысында алдын ала кернеу бағытындағы қиманы 4 қабат қалыңдығына тең келетін ара қашықтықтағы қосылыстың санына тепе тең азайту қажет.

8.1.2 Көпірлердің ағаш конструкцияларының орталықтан-созылған элементтерін есептеу

8.1.2.1 Көпірлер конструкцияның орталықтан-созылған элементтеріне осьтік созылуына ұшырайтын элементтері (аралық конструкциясы фермаларының тор элементтері, ферманың байланыстырушы элементтері және т.б.) жатады. Орталықтан-созылған элементтер бір осьтік кернеулікті күй жағдайларында жұмыс істейді.

8.1.2.2 Орталықтан-созылған элементтің есебі ең әлсіз нүктенің ішіндегі беріктікті тексеру мақсатында орындалады. Әдетте осындай аймақтар саңылауда немесе ұяшықта бұрандалар, металл тілімшелер, сақиналы істіктер орнатылатын, яғни көлденең қиманың кішірею орын алатын түйін қосылыстар учаскелері болып табылады. ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 5.2 тармағының (3) талаптарына сәйкес қосылыстарда саңылаудың алдын ала бұрғылаусыз диаметрі 6 мм не одан да кем шегелер және бұрандалар пайдаланса, көлденең қиманың кішірею ауданының әсері ескерілмеуі мүмкін. Сонымен қатар, ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 5.2 (4) тармағының талаптарына сәйкес талшықтар бойымен өлшенетін бекіту элементінің жарты минималды мөлшеріндегі ара қашықтығы барлық саңылаулар осы қимаға қатысы бар деп қарастырылуы қажет.

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.2(1) тармағының талаптарына сәйкес (6.1) формула бойынша элементтегі созылатын кернеудің есептік мәні созылу барысындағы беріктіктің есептік мәнінен қарағанда аз болуы қажет:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (8.7)$$

мұнда $\sigma_{t,0,d}$ – талшықтар бойымен созушы кернеудің есептік мәні;

$f_{t,0,d}$ – талшықтар бойымен созылу барысындағы ағаштың беріктігінің есептік мәні.

Осы жерде $\sigma_{t,0,d}$ созушы кернеудің есептік мәні келесі формуламен анықталуы тиіс:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_{net}} \quad (8.8)$$

мұнда N_d – әсер ету үйлесімінен анықталатын осьтік созушы күш салудың есептік мәні;

A_{net} – қиманың қосылыстағы әлсізденуді ескере отырып анықталатын таза ауданы.

Егер әрбір элемент ұшындағы қосылыстар әр түрлі болса, онда қиманың таза ауданы минималды болып келетін элементті есептеу қажет.

Талшықтар бойымен ағаштың созылу барысындағы беріктігінің есептік мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.1(1)P, 3.2(3), 3.3(3), 3.4(4) және 6.6(1)P) ескере отырып, яғни, келесі формула бойынша анықталуы тиіс:

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot k_h \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M} \quad (8.9)$$

мұнда k_{mod} – ұзақ уақыт әсер етуді және пайдаланудың температуралық-ылғалдық шартын ескеретін модификация коэффициенттері. k_{mod} коэффициентінің мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (3.1-кесте) ішінен қабылданады.

k_{sys} – көпірлер конструкциясының орталықтан-созылған элементтері үшін 1-тең қабылданатын ағаш беріктігінің мәнін түзету коэффициенті;

k_h – созылу барысындағы элементтің әсер ету мөлшерін ескеретін түзеткіш коэффициент;

$f_{t,0,k}$ – ағаштан немесе соның негізіндегі материалдан жасалған элементтің талшықтар бойымен созылу барысындағы беріктігінің сипаттамалық мәні. Беріктік класына байланысты, тақтайларға немесе қабатты желімделген ағаштарға арналған $f_{t,0,k}$ мәні осы құралдың 6.3, 6.4 немесе 6.6, 6.7-кестелеріне сәйкес қабылданады;

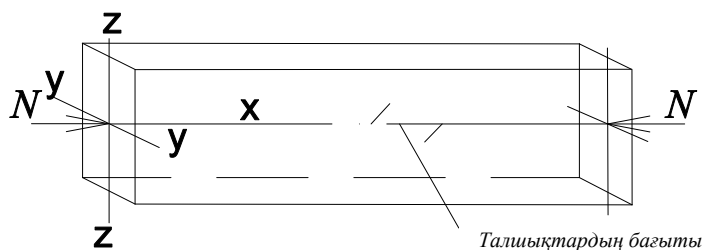
γ_M – мәні осы құралдың 6.1-кестесінен қабылданған материал қасиетінің жеке коэффициенті;

k_h коэффициенттің мәні элементтің көлденең қимасының үлкенірек өлшемі үшін анықталады. LVL жасалған элемент есептелетін болса, онда k_h коэффициентінің орнына элемент ұзындығына байланысты k_L коэффициентін қабылдау қажет. Тұтас ағаштан жасалған элементтер үшін k_h коэффициенттің мәнін есептеп шығару ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (3.1) формуласын, ал желімделген ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (3.2) формуласын пайдалана отырып орындалады.

Орталықтан-созылған элементтердің есептік алгоритмі (Б.1) құрамында келтірілген.

8.1.3 Көпірлердің ағаш конструкцияларының орталықтан-сығылған элементтерін есептеу

8.1.3.1 Орталықтан сығылған элементтерге өздеріндегі жүктеме элементтің ағаштың талшықтар бағытына сәйкес келетін х-х орталық ось бойымен бағыттала сығылатын конструкция элементтері жатады (8.4-суретті қараңыз).



8.4-сурет – Орталықтан-сығылған элементтің сызбасы

Көпірлердің ағаш конструкцияларындағы орталықтан-сығылған элементтер болып тіреуіштер және аралық конструкцияларының сығылған фермаларының қиғаш тіректері, байланыстыратын фермалардың сығылған элементтері, тіреуші жүйелердің элементтері және т.б. табылады. Орталықтан-сығылған элементтердің көтергіш қабілеті келесі жайттарға байланысты:

- ағаштың сығуға беріктігіне және серпімділік модуліне;
- элементтің көлденең қимасының өлшемдеріне және оның ұзындығына;
- бекіту шарттарына;
- геометриялық кемшіліктеріне (номиналды мөлшерлерден ауытқу, бастапқы кездегі қисықтық және т.б.);

– материал қасиетінің өзгеруі және кемшіліктері (тығыздық, тораптардың икемділігі, ағаштың ылғалдылығының мөлшері).

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 құрамында осы барлық жайттар элементтер есебін орындау барысында талаптарға сәйкестікті сақтау жолымен ескеріледі.

8.1.3.2 Орталықтан-сығылған элементтердің көтергіш қабілеті екі шарт негізінде анықталуы тиіс: элементтің талшықтардың бойымен сығу барысындағы беріктік шарты және элементтің тұрақтылықтың жоғалуын ескере отырып беріктік шарты.

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2004/2011 (6.2) сәйкес салыстырмалы икемділігі $\lambda_{rel,y}$ және $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ қысқа және ірі элементтер үшін беріктік бойынша есептеуді келесі формула бойынша орындау қажет:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}, \quad (8.10)$$

мұнда $\sigma_{c,0,d}$ – кернеудің талшықтар бойымен сығылу барысындағы есептік мәні;

$f_{c,0,d}$ – ағаштың беріктігінің талшықтар бойымен сығылу барысындағы есептік мәні.

Талшықтар бойымен сығылу барысында кернеудің есептік мәні келесі формуламен анықталады:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_d}{A}, \quad (8.11)$$

мұнда F_d – осьтік сығушы күш салудың есептік мәні;

A – элементтің көлденең қимасының ауданы.

Ағашты талшықтар бойымен сығу барысында беріктігінің есептік мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.1(1)P, 6.6(1)P) талаптарын ескере отырып, яғни, келесі формула бойынша анықталуы тиіс:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M}, \quad (8.12)$$

мұнда k_{mod} , k_{sys} және γ_M – (8.9) формуласында анықталған коэффициенттер;

$f_{c,0,k}$ – ағашты немесе соның негізіндегі материалды талшықтар бойымен сығу барысындағы беріктігінің сипаттамалық мәні.

Салыстырмалы икемділігінің мәні $\lambda_{rel,y} > 0,3$ және/немесе $\lambda_{rel,z} > 0,3$ болатын орталықтан-сығылған элементтердің есебі тұрақтылықты жоғалтуын ескере отырып орындалуы тиіс. Бұл жағдайда ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.3.2(3) тармағының талаптарына сәйкес келесі шарттар орындалулары тиіс:

$$\lambda_{rel,y} > 0,3 \text{ барысында } \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1, \quad (8.13)$$

$$\lambda_{rel,z} > 0,3 \text{ барысында } \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1, \quad (8.14)$$

яғни

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}, \quad (8.15)$$

және

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}, \quad (8.16)$$

мұнда $\lambda_{rel,y}$ – элементтің у-у осіне қатысты иілуіне сәйкес келетін элементтің салыстырмалы икемділігі;

$\lambda_{rel,z}$ – элементтің z-z осіне қатысты иілуіне сәйкес келетін элементтің салыстырмалы икемділігі;

$\sigma_{c,0,d}$ және $f_{c,0,d}$ – (8.10 және 8.11) формулаларында бұрын анықталған болатын;

$k_{c,y}$ және $k_{c,z}$ – ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.25) және (6.26) формулаларымен анықталатын бойлық иілудің коэффициенттері, яғни:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}, \quad (8.17)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}, \quad (8.18)$$

мұнда k_y және k_z ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.27) және (6.28) формулалары бойынша анықталуы тиіс, яғни:

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2), \quad (8.19)$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2), \quad (8.20)$$

мұнда β_c – мәні элемент материалына, элементтің бір беттіліктен ауытқуына және оның көлденең қимасына байланысты болатын коэффициент. Ағаштан жасалған бірыңғай көлденең қиманың элементтері үшін элементтің ұзындық ортасында өлшенетін бір беттіліктен ауытқу $L/300$ аз немесе тең шартымен $\beta_c = 0,2$. Қабатты желімделген ағаштан және LVL жасалған элементтер үшін ұзындық ортасында өлшенетін бір беттіліктен ауытқу $L/500$ аз немесе тең шартымен коэффициент $\beta_c = 0,1$.

6.3.2(1)-тармаққа ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 сәйкес элементтің z-z және у-у (8.4-сурет) осіне қатысты $\lambda_{rel,y}$ және $\lambda_{rel,z}$ салыстырмалы икемділігі келесі формуламен анықталады:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (8.21)$$

$$\lambda_{\text{rel},z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (8.22)$$

мұнда λ_y – элементтің у-у осіне қатысты икемділігі;
 λ_z – элементтің z-z осіне қатысты икемділігі;
 $E_{0,05}$ – элемент материалының серпімділік модулінің бес пайыздық квантили;
 $f_{c,0,k}$ – ағаштың талшықтар бойымен сығу барысындағы беріктігінің сипаттамалық мәні.

Элементтің икемділігін келесі формуламен анықтау қажет:

$$\lambda = \frac{L_e}{i}, \quad (8.23)$$

мұнда L_e – элементтің есептік ұзындығы;
 $i = \sqrt{I/A}$, I – қиманың инерция моменті ретінде анықталатын оське қатысты инерция радиусы;
 A – элементтің көлденең қимасының ауданы.

Элементтің L_e есептік ұзындығы келесі формуламен анықталады :

$$L_e = \mu_0 L, \quad (8.24)$$

мұнда L – элементтің толық ұзындығы;
 μ_0 – төмендегі мәндерге тең деп қабылданатын элементтің бекіту шарттарын ескеретін коэффициент:

- 1) элемент ұшымен бойлық күштерін жүктеу жағдайында:
 - топсалық-бекіту ұштарында, сондай-ақ, элементтің аралық нүктелерінде топсалық бекіту жағдайында, $\mu_0 = 1$;
 - бір топсалы-бекітілген және басқа ұшы қысылған жағдайда, $\mu_0 = 0,8$;
 - бір ұшы қысылу және басқа ұшы еркін болу жағдайында, $\mu_0 = 2,2$;
 - екі ұшы қысылған жағдайда, $\mu_0 = 0,65$;
- 2) бойлық жүктеменің элемент ұзындығымен біркелкі таралған жағдайында:
 - екі ұшы топсалық-бекітілген жағдайда, $\mu_0 = 0,73$;
 - бір ұшы қысылу және басқа ұшы еркін болу жағдайында, $\mu_0 = 1,2$.

у-у және z-z остеріне қатысты λ_y және λ_z икемділік көлемі тікбұрышты көлденең қималы элементтер үшін келесі формуламен анықталады:

$$\lambda_y = \frac{L_{e,y}}{i} = \frac{L_{e,y}}{h/\sqrt{12}} \quad \text{у - у осіне қатысты} \quad (8.25)$$

$$\lambda_z = \frac{L_{e,z}}{i} = \frac{L_{e,z}}{b/\sqrt{12}} \quad \text{z - z осіне қатысты} \quad (8.26)$$

мұнда $L_{e,y}$ және $L_{e,z}$ – элементтің сәйкесінше у-у және z-z осьтерге қатысты есептік ұзындығы.

Орталықтан-сығылған элементтерді есептеу алгоритмі А.2 келтірілген.

8.1.4 Көпірлер конструкциясы элементтерінің ағаш талшықтары көлденең сығылатын тіреуіш аудандарын есептеу

8.1.4.1 Арқалықтың, белағаштардың, жол бөлігінің төсемнің көп қабатты ағаш тақталарының және т.б. тіреуіштерінің аудандары ағаш талшықтарын көлденең сығу барысындағы беріктікке қатысты тексерілулері тиіс. ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.5(1) Тармағындағы (6.3) формула бойынша талшықтарды көлденең сығу жағдайында келесі шарттар орындалулары тиіс:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}, \quad (8.27)$$

мұнда $\sigma_{c,90,d}$ – талшықтарды көлденең сығу кернеуінің есептік мәні;

$k_{c,90}$ – жүктемені тарату сипатын, элементтің оны талшықтарды көлденең сығу жағдайында жарылу және деформациялау қаупін ескеретін коэффициент;

$f_{c,90,d}$ – ағаштың талшықтарды көлденең сығу барысындағы беріктігінің есептік мәні.

Талшықтарды көлденең сығу кернеуінің есептік мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.4) формуласымен анықталады:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}, \quad (8.28)$$

мұнда $F_{c,90,d}$ – сығушы күш салудың есептік мәні;

$A_{ef} = b \cdot l$ тең келетін, ағаш талшықтарына перпендикуляр түйісудің тиімді ауданы;

b – түйісу ауданының ені;

l – түйісу ауданының ұзындығы;

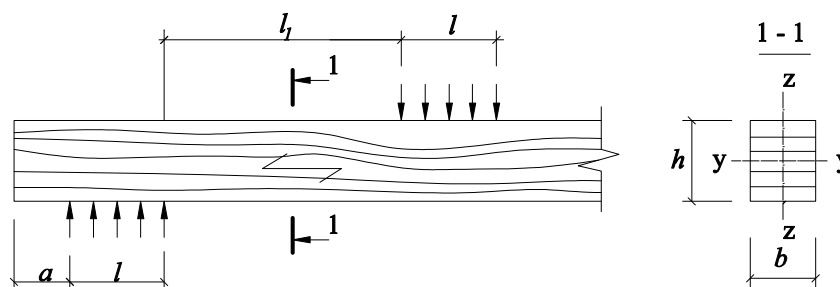
$f_{c,90,d}$ – талшықтарды көлденең сығу барысындағы ағаш беріктігінің есептік мәні
ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.1(1)P, 6.6(1)P) талаптарын ескере отырып, яғни, келесі формула бойынша анықталуы тиіс:

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M}, \quad (8.29)$$

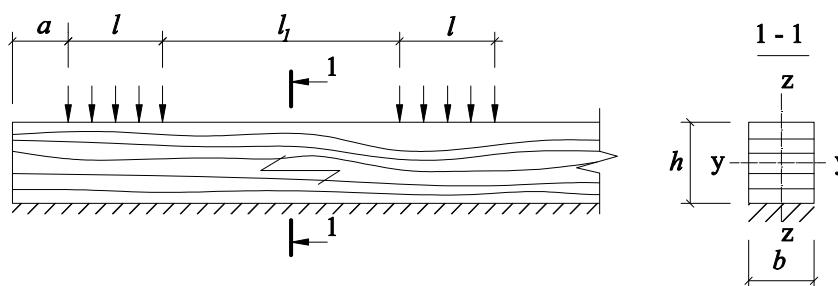
мұнда k_{mod} , k_{sys} , γ_M – (8.12) формулада суреттелген жеке коэффициенттер;

$f_{c,90,k}$ – талшықтарды көлденең сығу барысындағы ағаш беріктігінің сипаттамалық мәні.

6.1.5(1) тармақтың ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 талаптарына сәйкес A_{ef} түйісудің тиімді ауданын оның талшықтар бағытымен тиімді ұзындығын ескере отырып анықтау қажет. Тиімді ұзындық l түйісуінің әрбір жаққа 30 мм ұлғайтылған нақты ұзындығына тең, бірақ a , l немесе $l_1/2$ артық емес. (8.5 және 8.6-суреттер).



8.5-сурет – Элементтің жеке тіреуіштерге тірелу сызбасы



8.6-сурет – Элементтің тұтас тіреуішке тірелу сызбасы

8.1.4.2 Жеке тіреуіштерге тірелген элементтер үшін $l_1 \geq 2h$ жағдайында (мысалы, аркалықтардың көпір тіреуіштеріне тірелуі, Аркалықтардың аралық конструкцияларының белағаштарына тірелуі) (8.5-сурет) $k_{c,90}$ т мәнін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.5(3) тармағына сәйкес төмендегідей қабылдау қажет:

$k_{c,90}=1,5$ – қылқанды ағаш түрлерінің тұтас ағашынан жасалған элементтері үшін;

$k_{c,90}=1,75$ – $l \leq 400$ мм болғандағы қылқанды ағаш түрлерінің желімделген ағаштарынан жасалған элементтері үшін,

мұнда l – түйісу ұзындығы;

h – элемент биіктігі.

8.1.4.3 Бүкіл ұзындығымен тұтас тіреуішке тірелетін элементтер үшін $l_1 \geq 2h$ жағдайында (төменде жатқан конструкцияның иілген жерінің жоқ болуы) (8.6-сурет) $k_{c,90}$ мәнін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.5(4) Тармағына сәйкес қабылдау қажет:

$k_{c,90}=1,25$ – қылқанды ағаш түрлерінің тұтас ағашынан жасалған элементтері үшін;

$k_{c,90}=1,5$ – қылқанды ағаш түрлерінің желімделген ағаштарынан жасалған элементтері үшін.

8.1.5 Көпірлер конструкциясы элементтерінің ағаштың талшықтары бағытында α бұрышымен сығылған тіреуіш аудандарын есептеу

8.1.5.1 Өздерінің тұтасуы (тірелуі) Талшықтарға қатысты α бұрышымен жүзеге асатын аркалардың, фермалар белдеулері элементтерінің және тіреуші жүйелер элементтерінің (мысалы, аркалардың тебісті тораптарының, үшбұрышты фермаларының және т.б.) тіреуіш аудандарын есептеу ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.2.2) талаптарына сәйкес орындалуы тиіс. Бұл жағдайда кернеудің есептік мәні келесі шартты қанағаттандыруы тиіс:

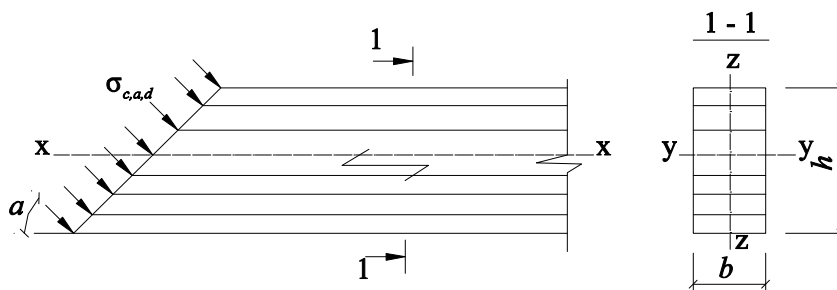
$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (8.30)$$

мұнда $\sigma_{c,\alpha,d}$ – ағаштың талшықтарға қатысты α бұрышымен сығылу кернеуінің есебі (8.7-сурет);

$f_{c,0,d}$ – ағаштың талшықтар бойымен сығылу барысындағы беріктігінің есебі;

$f_{c,90,d}$ – ағаштың талшықтарға көлденең сығылу барысындағы беріктігінің есебі;

$k_{c,90}$ – жүктемені тарату қасиетін, элементтің талшықтарға көлденең сығылу барысында жарылу және деформациялау қаупін ескеретін коэффициент.



8.7-сурет – Талшықтарға қатысты α бұрышымен сығылған элементтің жалпы түрі

8.1.5.2 Ағаш талшықтарына α бұрышымен әсер ететін N_d сығушы күш салудан әсер ететін $\sigma_{c,\alpha,d}$ кернеудің есептік мәні келесі формуламен анықталады:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N_d \cdot \cos \alpha}{b \cdot h}, \quad (8.31)$$

мұнда b – элементтің көлденең қимасының ені;

h – элементтің көлденең қимасының биіктігі.

8.1.6 Көпірлердің ағаш конструкцияның иілетін элементтерін есептеу

8.1.6.1 Ағаш көпірлердің иілетін элементтеріне көпірлерді аралық конструкцияларының арқалықтары, төсемнің тақталары, бел ағаштар, яғни момент және көлденең күш әсеріндегі элементтер жатады.

Иілетін элементтер үшін көтергіш қабілеттің шекті күйін есептеу тепе теңдіктің статикалық сақтауын тексеруден (элементтің сырғуы немесе жұлынуы), беріктік шартын тексеруден (иілу, жылжу және мыжылу жағдайында) және қажу шартын тексеруден тұрады.

Иілетін элементтердің түзу сызықтық күйден шағын ауытқуы, сондай-ақ, рұқсатты ауытқуға шектеулер ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 10-тарауында келтірілген талаптарға сәйкес болуы тиіс.

8.1.6.2 Көтергіш қабілеттің шекті күйін тексеру барысында әрбір есептік әсер тексерілуі тиіс. Әрбір есептік әсер үшін әсерлердің үйлескен мәні бойынша барынша пайдаланылуы тиіс. Көтергіш қабілеттің шекті күйі үшін әсерлердің негізгі үйлесімі барысында максималды мәндер алынатын болады.

Апаттық есептік жағдайларда ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 келтірілген әсерлердің үйлесімі пайдаланылуы тиіс.

Беріктік бойынша есептеу барысында k_{mod} коэффициентін ескере отырып, барлық жағдайлар қарастырылуы тиіс. Әсерлер үйлесімі ұзақтық бойынша кластардың түрлі әсер етуін қамтыған жағдайда, жүктелу үйлесімінде пайдаланатын ең қысқа ұзақтықпен келетін әсерлерге сәйкес k_{mod} коэффициенті қарастырылатын жағдайда беріктік көрсеткішіне жатады. Тепе теңдік күйді қарастыру барысында k_{mod} пайдаланылмайды.

8.1.6.3 Деформацияның жазық пішінінің тұрақтылығын жоғалтудан бөлектететін иілетін элементтерді есептеу барысында олардың есептік көтергіш қабілеті иілу барысындағы материалдың беріктігі анықталатын болады.

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.6 (1)Р және 6.3.3(4) тармақтарының талаптарына у-у осіне қатысты ғана иілетін элементтер (8.8-сурет) үшін у-у осіне қатысты иілу барысында $\lambda_{rel,m}$ салыстырмалы икемділігінің мәні 0,75 аз немесе тең болатын болса, ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 келтірілген беріктік шарты (6.11) келесі түрге ие болады:

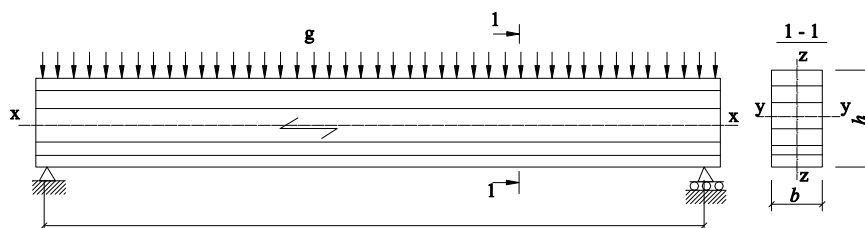
$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \cdot k_m \leq 1, \quad (8.32)$$

мұнда $\sigma_{m,y,d}$ – элементтің у-у осіне қатысты иілу барысындағы есептік кернеуі;
 $f_{m,y,d}$ – элементтің у-у осіне қатысты иілу барысындағы ағаш беріктігінің есептік мәні;

k_m – элементтің ағаш деформациясының пластикалық бөлігіндегі кернеу таралуын ескеретін, сондай-ақ, материал қасиетінің өзгеру әсерін ескеретін түзеткіш коэффициент. Осы коэффициенттің мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.6(2) тарм. келтірілген:

– тұтас және қабатты желімделген ағаштан және LVL жасалған тікбұрышты көлденең қималы тұтас элементтері үшін - $k_m = 0,7$; басқа көлденең қималар үшін $k_m = 1,0$;

$k_m = 1,0$ – ағаш негізіндегі басқа конструкциялы материалдар және кез келген көлденең қималар үшін.



8.8-сурет – Иілетін элементтің есептік сызбасы

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.6(1)P және 6.3.3(4) Тармақтарының талаптарына сәйкес элементтің тек z-z осіне қатысты иілуі (жазықтықтан иілу) болса, онда ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 келтірілген беріктік формуласы келесі түрге ие болады:

$$\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \cdot k_m \leq 1, \quad (8.33)$$

мұнда $\sigma_{m,z,d}$ – элементтің z-z осіне қатысты иілу барысындағы есептік кернеу;
 $f_{m,z,d}$ – элементтің z-z осіне қатысты иілу барысындағы ағаш беріктігінің есептік мәні;
 k_m – (8.32) формуласында анықталған коэффициент.

Егер элемент қиғаш иілсе (иілу екі оське қатысты), ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.6(1)P және 6.3.3(4) тармақтарын сәйкес у-у осіне қатысты $\lambda_{rel,m}$ салыстырмалы икемділік мәні 0,75 аз немесе тең болса, онда келесі шарттарды орындау қажет:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (8.34)$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (8.35)$$

мұнда $\sigma_{m,y,d}$ және $\sigma_{m,z,d}$ – (8.32 және 8.33) формулаларында анықталған мәндер;
 k_m – (8.32) формулада анықталған коэффициент.

Элемент материалының оның иілу барысында беріктігінің есептік мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.1(1)P, 3.2(3), 3.3(3), 3.4(4) және 6.6(1)P) талаптарын ескере отырып, яғни келесі формула бойынша анықталуы тиіс:

$$f_{m,y/z,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot k_h \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}, \quad (8.36)$$

мұнда k_{mod} , k_{sys} , k_h және γ_M – жоғарыда анықталған коэффициенттер;
 $f_{m,k}$ – элементтің иілу барысындағы ағаш беріктігінің сипаттамалық мәні. Ағаш негізіндегі материалдар үшін иілу осіне қатысты элементтің иілу барысындағы беріктігінің сипаттамалық мәні қабылданады.

Ені b және биіктігі h иілетін элементтің тік бұрышты қимасы үшін басты (у-у) және екінші кезектегі (z-z) осьтеріне қатысты иілуден есептік кернеуі келемі формулармен анықталады:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y}, \quad (8.37)$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z}, \quad (8.38)$$

мұнда $M_{y,d}$ және $M_{z,d}$ – басты (y-y) және екінші кезектегі (z-z) осьтеріне қатысты есептік иілетін моменттер;

$W_y = (bh^2)/6$ және $W_z = (hb^2)/6$ – басты (y-y) және екінші кезектегі (z-z) осьтеріне қатысты кедергі моменттері.

8.1.6.4 $\lambda_{rel,m} > 0,75$ болған жағдайда иілетін элементтерді есептеу барысында ҚР НТҚ-05-01-2011 2-бөлімінің 8.5.8–тармағының талаптарын басшылыққа алу қажет (ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011).

8.1.6.5 ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.7(1)Р Тармағының (6.13) формуласы бойынша жылжуға иілетін элементтерді есептеу барысында келесі шарттар орындалуы тиіс:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \quad (8.39)$$

мұнда $f_{v,d}$ – ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.1(1)Р, 6.6(1)Р) талаптарына сәйкес (8.41) формуласымен анықталатын жылжу (жару) барысындағы ағаш беріктігінің есептік мәні;

τ_d – ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.7(2) Тармағының талаптарын ескере отырып (8.40) формуласымен анықталатын есептік жылжитын (жанама) кернеу .

$$\tau_d = \frac{V_d S}{I b_{ef}}, \quad (8.40)$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} \quad (8.41)$$

мұнда V_d – жылжитын күштің есептік мәні;

S – қиманың бейтарап оське қатысты жылжитын бөлігінің статикалық сәті;

I – қиманың инерция сәті;

b_{ef} – қиманың $b_{ef} = k_{cr} b$ тең келетін есептік ені;

k_{mod} , k_{sys} және γ_M – осы құралдың (8.12) формуласында анықталған коэффициенттер;

$f_{v,k}$ – жылжу (талшықтар бойымен жарылу) барысындағы беріктіктің сипаттамалық мәні;

b – элементтің нақты ені;

k_{cr} – есептік жылжитын кернеу көлеміне бет жақтарының жарылу әсерін ескеретін түзеткіш коэффициент. k_{cr} мәні аркалық материалына байланысты және ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.7(2) Тармағы бойынша қабылдануы тиіс.

Иілетін элементтерін есептеу алгоритмі Б.3 келтірілген.

8.1.6.6 Бір еңісті, екі еңісті арқалықтарды және екі еңісті қисық арқалықтарды есептеу жұмыстары ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.4) және ҚР НТҚ-05-01-2011 2-бөлім (ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011) (8.12 және 8.13 Бөлікшелер) талаптарына сәйкес орындалады.

Иілетін элементтерін есептеу алгоритмі Б.3 келтірілген.

8.1.7 Көпірлердің ағаш конструкцияның сығылған-иілген элементтерін есептеу

8.1.7.1 Көпірлердің сығылған-иілген элементтеріне тіреуіштер және аралық конструкциялардың екі немесе үш топсалы жиектерінің ригельдері, аркалары, үстімен жүретін жүктеменің торапты емес төсемді ферма панельдері, шпренгельді арқалықтар жатады.

8.1.7.2 $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ және $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ болғанда сығылатын-иілетін элементтерді есептеу барысында, ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.2.4(1)P) сәйкес келесі шарттарын орындау қажет:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (8.42)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (8.43)$$

мұнда $\sigma_{c,0,d}$ – N_d сығушы күш әсерінен туындайтын және осы құралдың (8.8) формуласымен анықталатын есептік сығушы кернеу;

$f_{c,0,d}$ – ағаш және соның негізіндегі материалдың талшықтар бойымен сығу барысындағы беріктігінің есептік мәні;

$\sigma_{m,y,d}$, $\sigma_{m,z,d}$, k_m , $f_{m,y,d}$ және $f_{m,z,d}$ – осы құралдың (8.33 және 8.34) формулаларымен анықталады.

8.1.7.3 $\lambda_{rel,y} > 0,3$ және/немесе $\lambda_{rel,z} > 0,3$ болғанда сығылатын-иілетін элементтерді есептеу барысында, ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.2.3(1)P) сәйкес келесі шарттар орындалуы тиіс

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (8.44)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (8.45)$$

мұнда $\sigma_{c,0,d}$, $\sigma_{m,y,d}$, $\sigma_{m,z,d}$, $f_{c,0,d}$, $f_{m,y,d}$, $f_{m,z,d}$, k_m , $k_{c,y}$ және $k_{c,z}$ – жоғарыда келтірілген.

8.1.8 Көпірдің ағаш конструкцияларының ширатылатын элементтерін есептеу

Көпірдің ағаш конструкцияларының ширатылатын элементтерін есептеу ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.1.8(1)P) талаптарына сәйкес келесі шарттар орындалулары тиіс:

$$\tau_{\text{tor,d}} \leq k_{\text{shape}} \cdot f_{\text{v,d}}, \quad (8.46)$$

бұл жағдайда

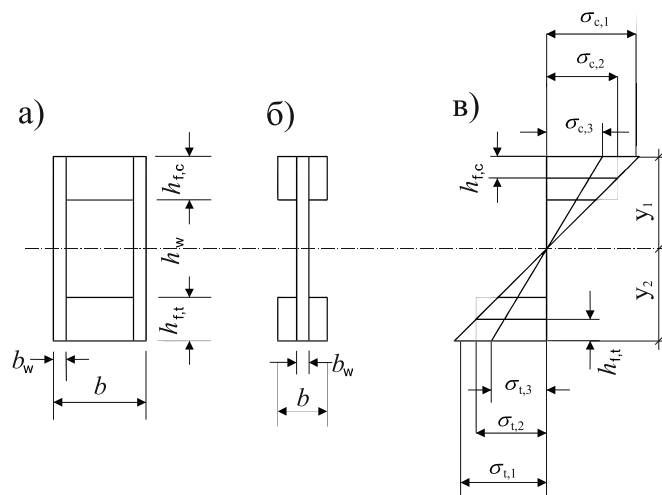
$$k_{\text{shape}} = \begin{cases} 1,2 & \text{— домалақ кескінді} \\ \min \left\{ 1 + 0,15 \frac{h}{b}, \right. & \text{көлденең қима үшін;} \\ 2,0 & \left. \begin{array}{l} \text{— тікбұрышты кескінді} \\ \text{көлденең қима үшін,} \end{array} \right. \end{cases} \quad (8.47)$$

мұнда $\tau_{\text{tor,d}}$ — ширатудан жылжытушы кернеудің есептік мәні;
 $f_{\text{v,d}}$ — (8.41) формуласымен анықталатын жылжу (жарылу) барысындағы ағаш беріктігінің есептік мәні;
 k_{shape} — элементтің көлденең қимасының пішініне байланысты коэффициент;
 h — элементтің тікбұрышты көлденең қимасының үлкенірек өлшемі;
 b — элементтің тікбұрышты көлденең қимасының кішірек өлшемі.

8.1.9 Тегіс жұқа тақтайлы қабырғалары бар желімделген арқалықтарды есептеу

8.1.9.1 Тегіс жұқа тақтайлы қабырғалары бар желімделген арқалықтардың қимасы бірге желімделген элементтерден тұрады. Осындай қималарды қолданған кезде есептік алғышарттар қимадағы элементтер арасындағы жіктердің бірде-бірінде жылжулар туындамайды деген қағидаға негізделеді. Осы қағида ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 9-тарауында берілген есептеу ережелерінің негізін құрайды.

Тегіс жұқа тақтайлы қабырғалары бар желімделген арқалықтарда сөрелер конструктивті ағаштардан, LVL немесе қабатты желімделген ағаштан, ал қабырғалары — жұқа тақтайлардан жасалынуы мүмкін. Осындай арқалықтардың көлденең қимасы қоставрлі немесе қорап тәрізді болуы мүмкін (8.9-сурет). Желімделген құрама қималар үшін зауыт жағдайларында қол жеткізілетін жоғары деңгейлі бақылау талап етіледі.



а – қорап қима; б – қоставрлі қима; в – иілген арқалықтың қимасындағы қалыпты кернеулерді тарату

8.9-сурет – Жұқа қабырғалы арқалық қимасындағы кернеу [ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011]

Құрама қималар үшін қолданылатын және тұтас қималар үшін қолданылатын есептеу арасындағы негізгі айырмашылық иілу теориясы бойынша кіші деформацияның серпімділік модулінің әртүрлі мәндері бар элементтерден тұратын құрама қималарды есептеу арқылы түзетілуі тиіс болып табылады. Бұл берік және серпімді сипаттамаларды есептеу кезінде ескерілуі тиіс.

8.1.9.2 Тегіс жұқа тақтайлы қабырғалары бар арқалық қималарын есептеу үшін балама әдіс (берілген қиманың) қолданылады.

Осы әдіске сәйкес құрама қимадағы материалдардың бірі негізгі ретінде, ал басқалары – баламалы ретінде қабылданады. Осы әдісті қолдану кезінде иілу теориясы қолданылатын біркелкі балама қима қалыптасады. Өзгерген материал үшін кернеуді біркелкі балама қимадағы иілу кернеуін құрама қимадағы нақты материалдың серпімділік модулінің таңдалған материалдың серпімділік модуліне қатынасына көбейту арқылы есептейді. Мұндай қатынасты модульдік қатынас деп атайды. Есептеулер процесінде әрбір материал үшін серпімділік модулінің E_{mean} орташа мәні қолданылуы тиіс.

8.1.9.3 Тегіс жұқа тақтайлы қабырғалары бар арқалық қималарын ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.2.2(1)Б) талаптарына сәйкес көтергіш қабілетінің шекті күйі бойынша есептеу кезінде лездік күйдің шарттары үшін серпімділік модулінің және жылжудың есептік мәндері үшін олардың орташа мәні қабылданады, яғни

$$E_{d,ULS} = E_{\text{mean}}, G_{d,ULS} = G_{\text{mean}}, \quad (8.48)$$

ал қаттылықтың соңғы орташа мәнін есепке алатын күйі үшін

$$E_{d,ULS} = \frac{E_{\text{mean}}}{(1 + \psi_2 k_{\text{def}})}, \quad (8.49)$$

$$G_{d,ULS} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1 + \psi_2 k_{\text{def}})}, \quad (8.50)$$

мұнда $E_{d,ULS}$ – ULS үшін серпімділік модулінің есептік мәні;
 $G_{d,ULS}$ – ULS үшін жылжыту модулінің есептік мәні;
 E_{mean} – элемент материалының серпімділік модулінің орташа мәні;
 G_{mean} – элемент материалының жылжыту модулінің орташа мәні;
 k_{def} – ағаш және ағаш негізіндегі материалдар үшін деформация материалы; ағаш және ағаш негізіндегі материалдар үшін k_{def} мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (3.2-кесте) бойынша қабылданады;

ψ_2 – беріктікке қатысты максималды кернеуді туғызатын айнымалы әсерінің іс жүзіндегі тұрақты мәніне арналған коэффициент. Егер бұл тұрақты әсер болса, онда $\psi_2 = 1$.

8.1.9.4 8.9-суретте берілген қималар үшін көлденең қиманың A_{ef} балама ауданы және I_{ef} инерция моменті материалдар кедергісінің формулалары бойынша анықталады:
– лездік күй үшін

$$A_{ef,inst} = A_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) A_w, \quad (8.51)$$

$$I_{ef,inst} = I_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) I_w; \quad (8.52)$$

– ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 2.3.2.2(1)-тармағының талаптарын есепке алумен қаттылықтың соңғы орташа мәнін ескеретін күй үшін:

а) егер есептік шарт тұрақты жүктеме әсерінен туындайтын болса:

$$A_{ef,inst} = A_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) \left(\frac{1 + k_{def,f}}{1 + k_{def,w}} \right) A_w, \quad (8.53)$$

$$I_{ef,inst} = I_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) \left(\frac{1 + k_{def,f}}{1 + k_{def,w}} \right) I_w; \quad (8.54)$$

б) егер есептік шарт айнымалы жүктеме әсерінен туындайтын болса Q_i :

$$A_{ef,inst} = A_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) \left(\frac{1 + \psi_{2,i} k_{def,f}}{1 + \psi_{2,i} k_{def,w}} \right) A_w, \quad (8.55)$$

$$I_{ef,inst} = I_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) \left(\frac{1 + \psi_{2,i} k_{def,f}}{1 + \psi_{2,i} k_{def,w}} \right) I_w, \quad (8.56)$$

мұнда $\psi_{2,i}$ және $\psi_2 - Q_i$ айнымалы әсердің іс жүзіндегі тұрақты мәніне арналған коэффициент;

I_f – бейтарап оське қатысты екі сөренің де инерция моменті;

I_w – бейтарап оське қатысты өзгертілмеген қабырға қимасының инерция моменті.

Есептік иілгіш моменттің әсері M_d кезінде, егер қабырғаның серпімділік модулі сөрелерге қарағанда аз болса, сөредегі иілуден болатын кернеу ұлғаяды, ал қабырғадағы кернеу уақыт өтуіне қарай кемиді. Осы шарт үшін соңғы күйдегі сөрелердегі серпімді сипаттамалардың орташа мәндері бар кернеуді ғана, сондай-ақ лездік күйдегі қабырғалардағы кернеуді тексеру керек. Дегенмен, егер қабырға серпімділігінің модулі сөре серпімділігінің модулінен көп болса, иілудің қалыпты кернеулері сөрелердегі лездік күйде және қабырғадағы серпімділік сипаттамалардың орташа мәндерімен соңғы күйде тексерілуі керек. Симметриялы қималарды қарастырған кезде екі күйде де геометриялық параметрлердің сәйкес келетін мәндері арасында маңызды айырмашылық байқалмайды, олай болса кернеудегі айырмашылық біршама көп болады.

8.1.9.5 Аркалық сөрелеріндегі кернеуді анықтау ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 9.1.1(1)-тармағының талаптарына сәйкес орындалады.

а) Иілудегі кернеу.

Аркалықтың иілуіндегі қалыпты кернеудің максималды мәні талшықтардың шеткі бөліктерінде бейтарап осьтен y_1 және y_2 арақашықтығында туындайды (8.9в-сурет). Егер қима у-у осьтеріне қатысты симметриялы болса, онда бейтап осьтен созылған және сығылған аймақтардың шеткі талшықтарына дейінгі арақашықтық өзара тең болады, яғни $y_1 = y_2$, олай болмаған жағдайда y_1 және y_2 әртүрлі мәндер болады. Егер қима у-у осьтеріне қатысты симметриялы емес болса, онда бейтарап осьтің орны лездік және соңғы күйлерде ерекшеленеді, ал бұл күйлердегі y_1 және y_2 сәйкес келетін мәндері айрықша болады. Осы айырмашылықтарды есептеу үшін келесі белгілеулер қабылданды: $y_{1,inst}$ және $y_{2,inst}$ – лездік күй үшін, а $y_{1,fin}$ және $y_{2,fin}$ – серпімділік модулінің орташа мәндеміне соңғы күй үшін.

y_1 арақашықтықтағы сығылған аймақта иілудің салдарынан максималды есептік кернеуді төмендегіге тең болатын, материалдардың кедергі формулалары бойынша анықтаймыз:

лездік күйде

$$\sigma_{f,inst,c,max,d} = \sigma_{c,1} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} y_{1,inst} \right). \quad (8.57a)$$

Орташа мәндерімен соңғы күйде

$$\sigma_{f,fin,c,max,d} = \sigma_{c,1} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} y_{1,fin} \right), \quad (8.57б)$$

y_2 арақашықтықтағы созылған аймақтағы максималды есептік созылатын кернеуді төмендегіге тең болатын, материалдардың кедергі формулалары бойынша анықтаймыз:

- лездік күйде

$$\sigma_{f,inst,t,max,d} = \sigma_{c,1} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} y_{2,inst} \right); \quad (8.58a)$$

- орташа мәндерімен соңғы күйде

$$\sigma_{f,fin,t,max,d} = \sigma_{c,1} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} y_{2,fin} \right). \quad (8.58b)$$

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 9.1.1(1)-тармағына сәйкес қиманың беріктігін қамтамасыз ету үшін (8.57 және 8.58) формулалары бойынша анықталған кернеудің есептік мәндері $f_{m,d}$ иілген кездегі беріктіктің есептік мәнінен кіші немесе тең болуы үшін шарт сақталуы тиіс, яғни

$$\sigma_{f,inst,c,max,d}, \sigma_{f,fin,c,max,d}, \text{ және } \sigma_{f,inst,t,max,d}, \sigma_{f,fin,t,max,d} \leq f_{m,d}, \quad (8.59)$$

мұнда $f_{m,d}$ – сөре материалының беріктігінің есептік мәні.

б) Орнықтылықты есепке алу арқылы сығу кернеуі.

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 9.1.1(3)-тармағына сәйкес арқалықтың орнықтылығы сығылған сөренің көлденең иілуі кезіндегі тек беріктігі ғана қамтамасыз етіледі. Есептік талап сөредегі сығылатын кернеудің шамасы сығылған кездегі беріктік мәніне тең немесе аз болғандығымен тұрады. Сығылатын кернеудің шамасы материалдар кедергісінің белгілі формулалары бойынша анықталатын орташа мәнге тең болып қабылданады:

- лездік күйде

$$\sigma_{f,inst,c,max,d} = \sigma_{c,2} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} \left(y_{1,inst} - \frac{h_{f,c}}{2} \right) \right); \quad (8.60a)$$

- орташа мәнмен соңғы күйде

$$\sigma_{f,fin,c,max,d} = \sigma_{c,2} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} \left(y_{1,fin} - \frac{h_{f,c}}{2} \right) \right). \quad (8.60b)$$

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (9.3) формуласы бойынша 9.1.1(1)-тармағының талаптарына сәйкес орнықтылықты ескеру арқылы қиманың беріктігін қамтамасыз ету үшін кернеудің есептік мәндері $k_c f_{c,0,d}$ сығылған кезде беріктіктің есептік мәнінен кіші немесе тең болатындай шарт сақталуы тиіс, яғни

$$\sigma_{f,inst,c,d} \text{ және } \sigma_{f,fin,c,d} \leq k_c f_{c,0,d}, \quad (8.61)$$

мұнда $f_{c,0,d}$ – сөре материалын сыққан кездегі беріктіктің есептік мәні;

k_c – мәні сығылған сөре көлденең жылжытудың ұштарына бекітілген баған ретінде жұмыс істейтін көлденең иілудің коэффициенті. Қима биіктігі b тұтас тікбұрышты болып дәстүрлі қабылданады. Сөрені толық бекіткен кезде $k_c = 1$.

в) Созылу кернеуі.

Сондай-ақ сөре созылатын сөредегі созылу кернеуінің орташа есептік мәні созылу кезіндегі беріктіктің есептік мәніне тең немесе аз болуы үшін тексерілуі тиіс. Созылатын кернеудің есептік мәні материалдардың кедергі формулалары бойынша анықталады:

- лездік күйде

$$\sigma_{f,inst,t,max,d} = \sigma_{t,2} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} \left(y_{2,inst} - \frac{h_{f,t}}{2} \right) \right); \quad (8.62a)$$

- орташа мәндерімен соңғы күйде

$$\sigma_{f,fin,t,max,d} = \sigma_{t,2} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} \left(y_{2,fin} - \frac{h_{f,t}}{2} \right) \right). \quad (8.62b)$$

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 9.1.1(1)-тармағының талаптарына сәйкес (9.4) формуласы бойынша қиманың беріктігін қамтамасыз ету үшін келесі шарт орындалуы тиіс

$$\sigma_{f,inst,t,d} \text{ және } \sigma_{f,fin,t,d} \leq f_{t,0,d}, \quad (8.63)$$

мұнда $f_{t,0,d}$ – талшықтың бойымен созу кезіндегі сөре материалы үшін беріктіктің есептік мәні;

$\sigma_{f,inst,t,d}$ және $\sigma_{f,fin,t,d}$ – (8.62) формуласы бойынша анықталған кернеудің есептік мәндері.

8.1.9.6 Арқалық қабырғасындағы кернеуді анықтау ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 9.1.1(4) - 9.1.1(8)-тармақтарының талаптарына сәйкес жүзеге асуы керек.

Арқалық қабырғасы арқалықтың иілуінен сығылатын және созылатын кернеуді қабылдау бойынша беріктігі, қабырға табактарын (жапсарларын) жалғау беріктігі, сығылатын кернеулердің әсерінен, яғни қабырға және сөрелер арасындағы желімделген жапсарлар қимада көлденең жылжу кернеулерін беруге қабілетті, көлденең иілуді есептеу арқылы беріктігі тексерілуі керек.

а) Арқалықтың иілуінен қалыпты кернеулерді анықтау

Арқалықтың иілуінен қабырғада туындайтын максималды қалыпты кернеуді материалдардың кедергі формулалары бойынша анықтау керек:

Максималды сығылатын кернеулер:

- лездік күйде:

$$\sigma_{f,inst,c,max,d} = \sigma_{c,3} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} y_{1,inst} \right) \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right); \quad (8.64a)$$

- орташа мәндерімен соңғы күйде:

$$\sigma_{f,fin,c,max,d} = \sigma_{c,3} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} y_{1,fin} \right) \left(\frac{E_{mean,w} (1 + \psi_2 k_{def,f})}{E_{mean,f} (1 + \psi_2 k_{def,w})} \right). \quad (8.64b)$$

Максималды созылатын кернеуді материалдардың кедергісі формулалары бойынша анықтаймыз:

- лездік күйде:

$$\sigma_{f,inst,t,max,d} = \sigma_{t,3} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} y_{2,inst} \right) \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right); \quad (8.65a)$$

- орташа мәндерімен соңғы күйін ҚР ҚН ЕН 1995-1-1:2008/2011 2.3.2.2(2)-тармағының талаптарына есепке алу арқылы анықтаймыз:

$$\sigma_{f,fin,t,max,d} = \sigma_{t,3} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} y_{2,fin} \right) \left(\frac{E_{mean,w} (1 + \psi_2 k_{def,f})}{E_{mean,f} (1 + \psi_2 k_{def,w})} \right). \quad (8.65b)$$

ҚР ҚН ЕН 1995-1-1:2008/2011 9.1.1(4)-тармағының талаптарына сәйкескіма беріктігін қамтамасыз ету үшін келесі шарттар сақталуы тиіс:

$$\sigma_{w,inst,c,d} \text{ және } \sigma_{f,fin,c,d} \leq f_{c,w,d}, \quad (8.66)$$

$$\sigma_{w,inst,t,d} \text{ және } \sigma_{f,fin,t,d} \leq f_{t,w,d}, \quad (8.67)$$

мұнда
$$f_{c,w,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,w,k}}{\gamma_M} \quad (8.68)$$

және

$$f_{t,w,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{t,w,k}}{\gamma_M}. \quad (8.69)$$

Мұндағы формулаларды құраушылар жоғарыда анықталған, ал $f_{c,w,k}$ және $f_{t,w,k}$ – қабырға материалын сыққан және созған кездегі беріктіктің сипаттамалық мәндері сәйкесінше анықталды.

б) Көлденең иілуді есепке алу арқылы кернеуді тексеру

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 9.1.1(7)-тармағының талаптарына сәйкес қабырғаны есептеу кезінде келесі шарттар сақталуы тиіс: егер

$$h_w \leq 70b_w, \quad (8.70)$$

және

$$F_{v,w,Ed} = \begin{cases} b_w h_w \left(1 + \frac{0,5(h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w}\right) f_{v,0,d} & \text{егер } h_w \leq 35b_w \\ b_w^2 \left(1 + \frac{0,5(h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w}\right) f_{v,0,d} & \text{егер } 35 \leq h_w \leq 70b_w \end{cases}, \quad (8.71)$$

мұнда $F_{v,w,Ed}$ – әрбір қабырғаға әсер ететін есептік көлденең күш;
басқа параметрлердің мәндері жоғарыда анықталған болатын.

в) Қабырға және сөрелер арасындағы желімделетін жапсарлардағы ығысатын кернеулерді материалдар кедергісінің белгілі формулалары бойынша анықтаймыз.

Ығысу кернеулері сөре бөлігінде пайда болады және қабырға және сөрелер арасында қосылыстың желімделетін беті арқылы таратылады.

Ығысу кернеуінің есептік мәндері келесі түрде анықталады:

- лездік күйде

$$\tau_{inst,mean,d} = \frac{V_d S_{f,inst}}{I_{ef,inst} (nh_f)}, \quad (8.72a)$$

- орташамәндерімен соңғы күйде

$$\tau_{fin,mean,d} = \frac{V_d S_{f,fin}}{I_{ef,fin} (nh_f)}, \quad (8.72б)$$

Мұнда $\tau_{inst,mean,d}$, $\tau_{fin,mean,d}$ – сөре және қабырға арасындағы желімделетін беттегі деформацияланудың лездік (соңғы) жағдайындағы кернеудің есептік мәндері;

V_d – максималды жылжыту бөлігіндегі жылжытатын күштің есептік мәні;

$S_{f,inst}$, $S_{f,fin}$ – деформациялаудың лездік (соңғы) жағдайындағы бейтарап оське қатысты сөре ауданының (қабырға ауданын есептемегенде) статикалық моменті;

h_f – сөре биіктігі, яғни $h_{f,c}$ немесе $h_{f,t}$, егер сәйкес келсе;

n – қабырға және сөре арасындағы желімделетін жапсар бетінің саны.

2 нүктесінің бөлігіндегі қабырға/сөре бетіндегі кернеу концентрациясын есепке алу үшін (8.9а және 8.9б-суреттер), егер қабырға биіктігі $4b_{ef}$ қарағанда көп болса, ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 9.1.1(8)-тармағына сәйкес келесі шарттар сақталуы тиіс:

$$\tau_{\text{inst,mean,d}} \text{ и } \tau_{\text{fin,mean,d}} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{егер } h_f \leq 4b_{ef} \\ f_{v,90,d} \left(\frac{4b_{ef}}{h_f} \right)^{0,8} & \text{егер } h_f > 4b_{ef} \end{cases}, \quad (8.73)$$

мұнда $f_{v,90,d}$ – жылжыту кезіндегі қабырға материалының беріктігінің есептік мәні;
басқа апарметрлер жоғарыда анықталған болатын;

$$b_{ef} = \begin{cases} b_w & \text{–қорап қима үшін} \\ \frac{b_w}{2} & \text{–тең сөрелі арқалық үшін} \end{cases}. \quad (8.74)$$

8.1.10 Кернеудің жиі өзгеруіне ұшыраған көпірлердің ағаш конструкцияларының элементтерін есептеу

8.1.10.1 [6.2(1)P] Барлық конструкциялар және олардың элементтері, сондай-ақ көлік немесе жел жүктемелерінің әсерінен туындаған кернеулердің жиі өзгеруіне ұшыраған қосылыстардың қажуына тексерілуі тиіс.

ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (А-қосымшасы) тұрақты амплитудасы бар баламалы қажуды жүктемеге негізделетін жеңілдетілген әдісі берілген. Кернеудің өзгермелі амплитудасы үшін аса жетілдірілген әдісі Палмгрена-Майнера гипотезасы салынған негізінде зақымданулардың жиналған сызықтық теориясын қолдану болып табылады.

ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 қабылданған жеңілдетілген әдіске сәйкес конструкциядағы және олардың элементтеріндегі кернеуді әсер етудің берілген есептік мәні кезіндегі сызықтық серпімді есептеу негізінде анықтайды. Осы әдіс бойынша есептеу конструкциялардың деформациялануы және түйіндердің икемділігі есебінен орындалуы тиіс.

8.1.10.2 [A.1(3)] Қажыған жүктеменің әсерінен көтергіштік қабілетінің шекті күйін тексеру қажет, егер (8.73) формуласы бойынша анықталатын k коэффициенті келесілерге қарағанда көп болса:

- 0,6 – талшықтардың бойымен немесе көлденең сыққан кездегі элементтер үшін;
- 0,2 – ию немесе созу кезіндегі элементтер үшін;
- 0,15 – жылжыту кезіндегі элементтер үшін;
- 0,4 – сыналармен жалғау үшін;
- 0,1 – шегелермен жалғау үшін;
- 0,1 – басқа қосылыстар үшін;

$$\text{мұнда} \quad k = \frac{|\sigma_{d,\max} - \sigma_{d,\min}|}{\frac{f_k}{\gamma_{M,\text{fat}}}}, \quad (8.75)$$

мұнда $\sigma_{d,\max}$ – қажыған жүктің әсерінен максималды есептік кернеудің абсолюттік мәні;

$\sigma_{d,min}$ – қажыған жүктің әсерінен минималды есептік кернеудің абсолюттік мәні;

f_k – кернеу күйінің түріне сәйкес келетін беріктіктің сипаттамалық мәні;

$\gamma_{M,fat}$ – қажуды тексеру үшін материал қасиеттерінің жеке коэффициенті.

8.1.10.3 [A.2(1) – A.2(3)] Көлік қозғалысынан қажу жүктемесі ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 талаптарына сәйкес жобалауға техникалық тапсырмадан қабылдануы тиіс. Тұрақты амплитудасы бар кернеу N_{abs} кезеңдерінің бір жылғы саны кесте бойынша анықталады немесе көлік құралдарының қозғалысының қарқындылығы туралы нақты ақпарат болған кезде келесі формула бойынша анықталады:

$$N_{abs} = 365 n_{ADT} a, \quad (8.76)$$

мұнда N_{abs} – бір жылдағы тұрақты амплитудасы бар кернеу кезеңдерінің саны;

n_{ADT} – конструкцияның қызмет ету мерзімі кезіндегі бір күн үшін көлік қозғалысының күтілетін жыл сайынғы орташа қарқындылығы. n_{ADT} мәнін кемінде 1000 қабылдайды;

a – көпірмен өтетін ауыр жүк көліктерінің күтілетін пайыздық қатынасы. a мәні ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011 (4.6) талаптарына сәйкес анықталады (мысалы, $a = 0,1$).

8.1.10.4 [A.3(2)] Тұрақты амплитудасы бар жүктеме үшін тексеру белгісі төмендегі формула болып табылады:

$$\sigma_{d,max} \leq f_{fat,d}, \quad (8.77)$$

мұнда $\sigma_{d,max}$ – қажу жүктемесінің әсерінен сандық жағынан максималды есептік мән;

$f_{fat,d}$ – төмендегі формула бойынша анықталатын қалдықты беріктіктің есептік мәні:

$$f_{fat,d} = k_{fat} \frac{f_k}{\gamma_{M,fat}}, \quad (8.78)$$

мұнда

$$k_{fat} = 1 - \frac{1-R}{a(b-R)} \log(\beta N_{abs} t_L) \geq 0, \quad (8.79)$$

$$\text{мұнда} \quad -1 \leq R \leq 1 \text{ кезіндегі } R = \sigma_{d,min} / \sigma_{d,max} \quad (8.80)$$

$\sigma_{d,min}$ – кернеудің қалдықты жүктемедегі сандық жағынан минималды есептік мәні;

$\sigma_{d,max}, N_{abs}$ – жоғарыда анықталған болатын;

t_L – ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (2.1-кесте) сәйкес 100 жылды құрайтын, жылдармен есептелінетін, конструкцияның есептік қызмет ету мерзімі;

β – зақымдану салдарында конструкция элементі үшін негізделген коэффициент. Осы коэффициенттің мәні маңызды салдар үшін 3-ке тең, ал маңызы жоқ салдарлар элементтері үшін 1-ге тең етіп қабылданады;

a , b – қажыған әсер ету түрін сипаттайтын коэффициенттер. Осы коэффициенттердің мәндері 8.3-кестеден қабылданады.

**8.2-кесте – 1 жылға және бір баяу қозғалыс жолағына есептеуде күтілетін көп жүк көтергіш автомобильдердің көрсеткіштік мөлшері
[ҚР ҚН EN 1991-2:2005/2011]**

Көлік категориясы	1 жылға және бір баяу қозғалыс жолағына есептеудегі N_{abs}
1 Жүк көліктерінің жоғары қарқынды легімен жүретін әрбір бағытқа арналған екі немесе көп мөлшердегі қозғалыс жолағы бар жолдар және автострадалар	$2,0 \times 10^6$
2 Жүк көліктерінің орташа қарқынды легімен жүретін жолдар және автострадалар	$0,5 \times 10^6$
3 Жүк көліктерінің төменгі қарқынды легімен жүретін негізгі жолдар	$0,125 \times 10^6$
4 Жүк көліктерінің төменгі қарқынды легімен жүретін ауыл аралық жолдар	$0,05 \times 10^6$

8.3-кесте – a және b коэффициенттерінің шамалары [ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011]

	a	b
Ағаш элементтер		
- талшықтардың бойымен немесе көлденең сыққан кездегі;	2,0	9,0
- ию және созу кезіндегі;	9,5	1,1
- жылжыту кезіндегі	6,7	1,3
Қосылыстар		
- сыналармен $d \leq 12$ мм *);	6,0	2,0
- шегелермен	6,9	1,2
*) Сыналар үшін шамалар 12 мм нықтап отырғызылған сыналар сынағында негізделген. Едәуір үлкен диаметрлі сыналар немесе бос отырғызылған бұрандамаларда басқа мәндер болуы мүмкін.		

8.2 Көпірлердің ағаш конструкцияларының элементтерін пайдалану жарамдылығының шекті күйлері бойынша есептеу

Пайдалану жарамдылығының шекті күйлері бойынша есептеу иілетін және сығылып-иілетін элементтер үшін орындалады және деформациялау (иілген жерлер) және ауытқулар бойынша талаптарды тексеруді енгізуі керек.

Конструкцияларды және оның элементтерін пайдалану жарамдылығының шекті күйлері бойынша есептеу кезінде γ_G және γ_Q жүктемелер үшін жеке коэффициенттері, сондай-ақ материал қасиеттерінің γ_M жекекоэффициенті бірлікке тең болып қабылданады.

Пайдалану жарамдылығының шекті күйлерін тексеру
 ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 талаптарына сәйкес әсер етудің есептік
 (сипаттамалық) мәндерінде орындалуы керек (А.2.6-кесте).

8.2.1 Арқалықтардың, плиталардың және фермалардың иілген жерлерін анықтау

8.2.1.1 Арқалықтардың, плиталардың және фермалардың иілген жерлері ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.14a) – (6.14b) формулалары бойынша әсер ету комбинациясын қолдана отырып (А.2.6-кесте), қайтымды және қайтымсыз шекті күйлер арасындағы айырмашылықты ескере отырып, ҚР ҚН EN 1991 – ҚР ҚН EN 1999 талаптарына сәйкес есептелінуі тиіс.

Ағаштан немесе ағаш негізіндегі материалдардан жасалған арқалықтардың, плиталардың және фермалардың жүктеме әсерлерінен иілген жерлерін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 7.2(1)-тармағына сәйкес анықтау кезінде оның келесі құрамдас бөліктері ескерілуі тиіс (8.10-сурет):

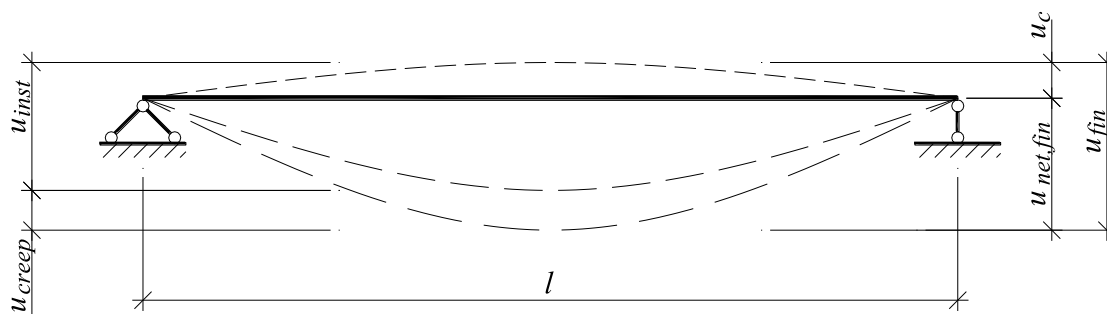
u_c – алдын ала ию (құрылыстық көтерілімі), егер бар болса;

u_{inst} – лезде иілген жер (есептік жүктеме түсірген кезде туындайтын иілу);

u_{creep} – материалдың жылжығыштығынан иілу (жылжығыштық әсерінің туындауына алып келетін жүктеме комбинациялары әсер еткен кезде уақыттың өтуімен туындайтын иілу).

u_{fin} – жалпы иілу (лездік иілу және материалдың жылжығыштығына байланысты иілу комбинациясы);

$u_{net,fin}$ – таза салмақта жалпы иілу (майысуын есептемей ию).



8.10-сурет – Иілуді құраушылар

Таза салмақты жалпы иілу төмендегідей жазылуы мүмкін:

$$u_{net,fin} = u_{inst} + u_{creep} - u_c, \quad (8.81)$$

немесе

$$u_{net,fin} = u_{fin} - u_c. \quad (8.82)$$

Шамадан тыс ию салдарынан туындайтын бұзылудың алдын алу үшін, сондай-ақ функциональды талаптарды және жаяу жүргіншілер немесе көлік құралының жолаушылары үшін қолайлылық талаптарын ескеру үшін иілулер пайдалану жарамдылығының белгілеріне сәйкес келуі керек.

Көпірлер үшін пайдалану жарамдылығының белгілері ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 (А.2.4) талаптарына және ұлттық қосымшалар талаптарына сәйкес қабылдануы тиіс.

8.2.1.2 Басқа конструкциялардан жеке жұмыс істейтін бірыңғай қима элементі үшін u_{inst} лездік иілу $E_{0,mean}$ талшықтар бойындағы серпімділік модулінің орташа мәнінің және/немесе G_{mean} жылжыту модулінің орташа мәнінің және тығыздықтың орташа мәнінің әсер етуінің сипаттамалық комбинацияларын қолдану арқылы есептелінуі тиіс. Ағаш элементтері үшін $G_{mean} = E_{0,mean}/16$, ал ағаш негізіндегі материалдардан жасалған элементтер үшін бұл мәндер осы материалдарға арналған мәліметтер бойынша анықталуы тиіс.

Құрама қиманың аралық құрылыстарының конструкцияларына арналған иілу қима элементтерінің жалғану икемділігін есептеу арқылы балама (берілген) қимасы бар конструкцияларға арналған секілді анықталуы тиіс.

Міндетті тәртіпте фермалардың иілуін анықтау кезінде түйіндердің бейімділігі ескерілуі тиіс.

8.2.1.3 Егер элемент иілгіш моменттен иілуге қосымша көлденең (жылжыту) күштің әсер етуі кезінде иілуге ұшыраса, жылжытатын күштен иілуі анықталуы тиіс.

Конструкцияның иілу шамасын анықтау кезінде ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (7.2), ҚР НТҚ-05-01-2011 2-бөлім (ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011) (8.14) талаптарын, сондай-ақ ҚР ҚН EN 1995-2:2008/2011 (7-тарау) талаптарын басшылыққа алу керек.

8.2.1.4 [7.2] Көлік жүктемелерінің әсер етуінен аралықпен арқалықтар, плиталар және фермалар үшін иілудің шекті мәндері 8.4-кестеде берілген мәндерден аспауы тиіс.

8.4-кесте – [ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011] мәліметтері бойынша көлік жүктемелерінің әсер етуінен арқалықтар, плиталар және фермалар үшін иілудің шекті мәндері

Әсер етуі	Шекті мәндер аймағы
Сипаттамалық көлік жүктемесі	$l/400$ бастап $l/500$ дейін
Жаяу жүргіншілерден түсетін күш және кіші көлік жүктемесі	$l/200$ бастап $l/400$ дейін
1-ЕСКЕРТПЕ Ұсынылатын мәндердің асты сызылғын. 2-ЕСКЕРТПЕ Ұлттық қосымшада басқа мәндер берілуі мүмкін.	

8.2.2 Жаяу жүргіншілердің әсерінен ағаш көпір элементтерінің тербелісі

Көпірге желдің, жаяу жүргіншілердің және көлік күшінің әсер етуі аралық құрылыстардың ағаш конструкцияларының динамикалық «жауабын» тудырады.

8.2.2.1 Жаяу жүргіншілердің жеңіл ағаш көпірлерін жобалау кезінде көп жағдайларда шешуші күй көтергіштік қабілетінің күйі емес, пайдалану жарамдылығының шекті күйлері болып табылады. Осы күйлердің бірі жеке тербелістердің жиілігі, сондай-ақ басылу декрементімен сипатталатын аралық құрылыс конструкцияларының «басылу» мәні болуы мүмкін.

[15] зерттеулеріне сәйкес көпірлерді пайдаланудағы жұмыстарды талдау негізінде жаяу жүргіншілер үшін қолайлылық өлшемдері әзірленді. 0,16 Гц бастап 2,4 Гц дейінгі диапазондағы көпірлердің аралық құрылыс конструкцияларының жеке тік тербелістерінің

жиілігі және 0,8 Гц бастап 1,2 Гц дейінгі жеке көлденең тербелістердің жиілігі жаяу жүргіншілерге қолайсыздық тудыратыны белгіленді. Егер жеке тербелістер жиілігі 5 Гц аз болса, ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (В.2(1)) сәйкес конструкцияның динамикалық талдауын орындау керек. Динамикалық талдаудың маңызы келесі әсер етулермен туындаған көпір конструкциясын жылдамдату анықтау болып табылады:

- бір жаяу жүргіншінің;
- жаяу жүргіншілер тобының;
- жаяу жүргіншілер легінің.

Барлық үш жылдамдату мәндері $0,7 \text{ м/с}^2$ аз болуы тиіс, яғни

$$a_{\text{vert},1} \leq 0,7 \text{ м/с}^2. \quad (8.83)$$

8.2.2.2 Көпірмен бір жаяу жүргіншінің жүруі немесе жүгіруі жағдайы үшін конструкцияны тік және көлденең жылдамдату [16] формулалары бойынша анықтау керек:

$$a_{\text{vert},1} = 165 \cdot k_a \frac{1 - e^{-2\pi n}}{m \cdot \zeta}, \quad (8.84)$$

$$a_{\text{hor},1} = 40 \cdot k_a \frac{1 - e^{-2\pi n}}{m \cdot \zeta}, \quad (8.85)$$

мұнда m – көпірдің жалпы салмағы;

k_a – конструкцияның статикалық сызбасын ескеретін және 8.5-кесте бойынша қабылданатын түзету коэффициенті;

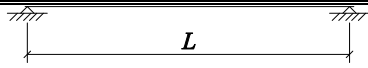
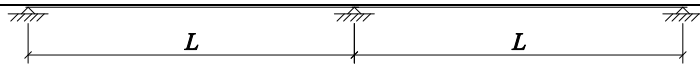
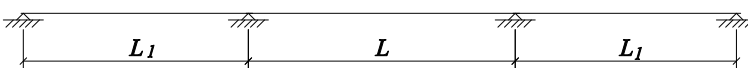
$1 - e^{-2\pi n \zeta}$ – өтпелі күйді ескеретін коэффициент;

ζ – басылу коэффициенті, ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 7.3.1(2)-тармағына сәйкес мәні келесілерді қабылдайды:

- механикалық жалғауларсыз конструкциялар үшін 0,010 тең;
- механикалық жалғаулары бар конструкциялар үшін 0,015 тең.

(8.84 және 8.85) формулалары топсалы тірелген арқалықтар үшін дұрыс. Көп аралықты арқалықтар үшін 8.5-кестеде берілген k_a түзету коэффициентін қолдану керек.

8.5-кесте – [16] мәліметтер бойынша k_a коэффициент мәні

Көпір сызбасы	k_a
	1,0
	0,6
	0,4 үшін $L_1/L = 1,0$ 0,8 үшін $L_1/L = 0,8$ 1,0 үшін $L_1/L = 0,6$ 1,1 үшін $L_1/L = 0,4$

[17] сәйкес көпірмен жүретін жаяу жүргіншілер тобы үшін көпір конструкциясын үдетуді келесі формулалар бойынша анықтау керек:

- тігінен үдету

$$a_{\text{vert},n} = a_{\text{vert},1} K_{\text{vert},f} \leq 0,7 \text{ м/с}^2, \quad (8.86)$$

- көлденең үдету

$$a_{\text{hor},n} = a_{\text{hor},1} K_{\text{hor},f} \leq 0,7 \text{ м/с}^2, \quad (8.87)$$

мұнда a коэффициенті ζ басылу коэффициентінің функциясы және қума метр салмағы.

Көпірмен жүретін жаяу жүргіншілер легі үшін көпір конструкциясын тігінен және көлденең үдеуі келесі формулалар бойынша анықтау керек: $a_{\text{vert},ns}$ $a_{\text{hor},ns}$

- тігінен үдету

$$a_{\text{vert},ns} = 0,027 q b a_{\text{vert},1} K_{\text{vert},f} \leq 0,7 \text{ м/с}^2, \quad (8.88)$$

- көлденең үдету

$$a_{\text{hor},ns} = 0,027 q b a_{\text{hor},1} K_{\text{hor},f} \leq 0,7 \text{ м/с}^2, \quad (8.89)$$

мұнда q – жүктеме мәні.

Динамикалық есептеудің берілген әдістемесі едәуір қиын. ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (В-қосымшасы) аралық құрылыс ретінде бос тірелген ағаш арқалықтар қолданылатын көпірлерге арналған жаяу жүргіншілер көпірлерінің тербелісін есептеудің жеңілдетілген әдістемесі берілген.

8.2.2.3 [В.1(1)] Бос сүйелген арқалықтары немесе шпренгельді жүйесі бар жаяу жүргіншілер көпірлерінің тербелісін есептеу үшін тек үш жағдай қарастырылатын жеңілдетілген әдістеме қолданылады:

- көпірмен жүретін бір адам;
- көпірмен жүретін бірнеше адам;
- көпірмен жүгіретін бір адам.

8.2.2.4 [В.2(1), В.3(1)] Көпірмен бір адам жүрген жағдайда тігінен және көлденең жеделдетуді формулалар бойынша анықтау керек:

- тігінен үдету

$$a_{\text{vert},1} = \begin{cases} \frac{200}{M\zeta} & \text{үшін } f_{\text{vert}} \leq 2,5 \text{ Гц} \\ \frac{100}{M\zeta} & \text{үшін } 2,5 \text{ Гц} \leq f_{\text{vert}} \leq 5,0 \text{ Гц} \end{cases}, \quad (8.90)$$

- көлденең үдету

$$a_{\text{hor},1} = \frac{50}{M\zeta} \text{ үшін } 0,5 \text{ Гц} \leq f_{\text{hor}} \leq 2,5 \text{ Гц}, \quad (8.91)$$

мұнда $a_{\text{vert},1}$ және $a_{\text{hor},1}$ - көпірмен 1 адам жүрген жағдайдағы тігінен және көлденең үдетуге сәйкесінше, м/с²;

M – $M=ml$ ретінде анықталатын көпірдің жалпы салмағы, кг;

m – көпірдің меншікті салмағы, кг/м;

ζ – басылу коэффициенті;

f_{vert} және f_{hor} – көпірдің тігінен және көлденең деформациясының негізгі меншіктік жиілігі сәйкесінше.

8.2.2.5 [В.2(2), В.3(2)] Көпірмен бірнеше адам жүрген жағдайдағы көпірді тігінен және көлденең үдетуді формулалары бойынша анықтау керек:

- тігінен үдету

$$a_{\text{vert},n} = 0,23 a_{\text{vert},1} n k_{\text{vert}}, \quad (8.92)$$

- көлденең үдету

$$a_{\text{hor},n} = 0,18 a_{\text{hor},1} n k_{\text{hor}}, \quad (8.93)$$

мұнда $a_{\text{vert},n}$ және $a_{\text{hor},n}$ – көпірмен бірнеше адам жүрген жағдайда көпір конструкциясын тігінен және көлденең үдету сәйкесінше;

k_{vert} және k_{hor} – ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (В-қосымшасы) В.1 және В.2-суреттерінен анықталатын коэффициенттер;

n – келесіге тең деп қабылданатын жаяу жүргіншілер саны:

– 13 – жаяу жүргіншілердің жеке тобы үшін;

– 0,6 A – жаяу жүргіншілердің үздіксіз легі үшін;

мұнда A – көпір төсемінің ауданы, м².

8.2.2.6 Ағаш көпірлерді жобалаған кезде міндетті тәртіпте ҚР ҚН EN 1991-1-4:2009/2011 (8-тарау) сәйкес жел күшінің әсеріне байланысты көпірдің тербелісіне талдау жүргізілуі тиіс.

9 КӨПІРДІҢ АҒАШ КОНСТРУКЦИЯСЫНЫҢ ЭЛЕМЕНТТЕРІНІҢ ҚОСЫЛЫСТАРЫН ЕСЕПТЕУ

9.1 Жалпы талаптар

9.1.1 Көпірлердің ағаш конструкцияларында желімделетін, желімді-істікті, қабыршақты, бұрандамалы, бұрамалы, шегелі, сыналы қосылыстар, сондай-ақ жалғасатын беттер бойынша (ойық ағаштар, науашалар) элементтердің тікелей тіреумен қосылыстары.

9.1.2 [8.1(1)P] Көпірлердің ағаш конструкцияларының элементтерінің қосылыстарында металл тістік пластиналарды (МТП), қапсырмаларды, сондай-ақ осьтік созылуда жұмыс істейтін шегелерді қолдануға рұқсат етілмейді.

9.1.3 Қосылыстарды ағаш конструкцияларында жобалау екі әдіспен жүзеге асуы мүмкін: ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.1 – 8.3, 8.5 – 8.7, 8.9, 8.10) және ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (8.1, 8.2) талаптарының негізінде немесе EN 1380, EN 26891 және EN 28970 сәйкес сынаулар нәтижелерінің негізінде жобалау.

9.1.4 Көпірлердің ағаш конструкцияларының элементтерінің қосылыстарын ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.1 – 8.3, 8.5 – 8.7, 8.9, 8.10) және ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 (8.1, 8.2) талаптарына сәйкес есептеу көтергіштік қабілеті және пайдалану жарамдылығының шекті күйлері бойынша жүзеге асуы тиіс.

Көтергіштік қабілетінің шекті күйлері бойынша қосылыстарды есептеу оның көтергіштік қабілетінен аспауы тиіс жалғауға әсер ететін есептік күшті тексеруде жасалады.

Пайдалану жарамдылығының шекті күйлері бойынша қосылыстарды есептеу лездік және соңғы конструкцияларды анықтау кезінде оларды есептеу мақсатында орын ауыстыруларды анықтауда, сондай-ақ, егер жалғамадағы орын ауыстыру конструкцияның қаттылығын таратуға әсер етсе, онда конструкциядағы күштерді соңғы таратуды белгілеу үшін жасалады.

9.2 Сына түріндегі қосылыстарды есептеу

9.2.1 Көпірлердің ағаш конструкцияларында, негізінде элементтерді жалғау үшін сынақосылыстар қолданылады. Сыналар ретінде дөңгелек көлденең қималы болат өзектер, болат бұрандамалар, бұрандалар және шегелер секілді бекіткіш элементтер қолданылады.

Сына қосылыстарының бекіткіш элементтерінің $F_{v,Rk}$ көтергіштік қабілетінің сипаттамалық мәндері ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.2) сәйкес жалғанатын элементтердің («ағаш-ағаш», «ағаш-ағаш негізіндегі плиталық материал» және «болат-ағаш») түрін есептеу арқылы, қосылыстардағы бекіткіш элементтердің саны, жалғамадағы әрекет етуші күштің бағыты және ағаш талшықтары арасындағы бұрышты, сондай-ақ жылжыту (қиық) жазықтықтарының саны анықталуы тиіс. Көпірлердің ағаш конструкцияларында, көбінесе «ағаш-ағаш» және «болат-ағаш» түріндегі сына қосылыстары қолданылады.

9.2.2 ҚР ҚН ЕН 1995-1-1:2008/2011 (8.2.2) сәйкес «ағаш-ағаш» жалғауы үшін сына қосылыстарының бір бекіткіш элемнетінің $F_{v,Rk}$ көтергіштік қабілетінің сипаттамалық мәні формулалар бойынша анықталуы тиіс:

- бір жылжыту жазықтығы бар симметриялы емес жалғауы үшін

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d \\ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} \right] - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right)} \right] + \frac{F_{ax}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. , \quad (9.1)$$

- екі жылжыту жазықтығы бар симметриялы қосылыс үшін

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \\ 0,5 f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d \\ 1,05 \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. , \quad (9.2)$$

$$\text{мұнда} \quad \beta = \frac{f_{h,2k}}{f_{h,1k}}, \quad (9.3)$$

d – бекіткіш элементтің диаметрі;

$M_{y,Rk}$ – бекіткіш элементтің тұрақсыздығын тудыратын моментінің сипаттамалық мәні;

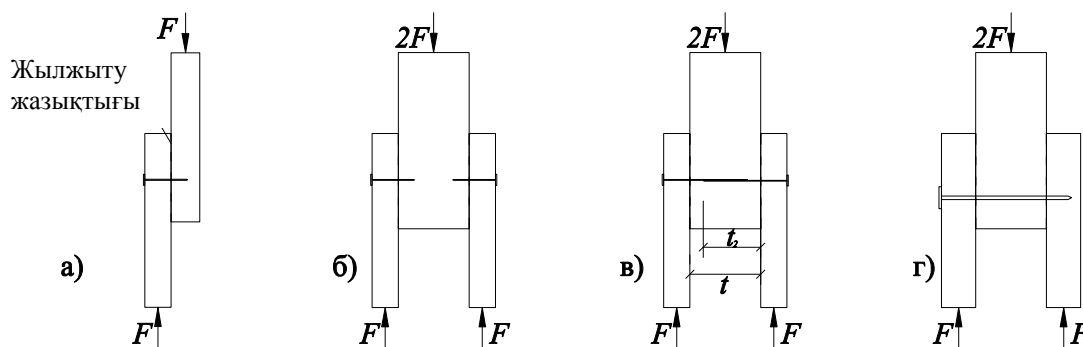
$f_{h,i,k}$ – бекіткіш элементпен жалғау элементінің i -ші материалын сығу кезіндегі сипаттамалық беріктігі;

t_1 – бір кесілетін қосылыстардағы ең жұқа элементтің қалыңдығы немесе сынаның кіру тереңдігі;

t_2 – симметриялы қосылыстардағы ағаштан жасалған орташа элементтің қалыңдығы;

$F_{ax,Rk}$ – сынаны талшықтарға көлденең шығарудың сипаттамалық мәні.

«Болат-ағаш» сына қосылыстарының жылжуын есептеу кезінде $F_{ax,Rk}$ мәнін нөлге тең деп қабылдау керек.



а, б және в – бекіткіш элементі бойынша жылжыту жазықтығы бар бір қималықосылыстарға мысал; г – бекіткіш элементі бойыншаекі жылжыту жазықтығы бар екі қималықосылыстарға мысал

9.1-сурет – Сына түріндегі қосылыстардағы металл байланыстар

9.2.3 «Болат-ағаш» түріндегі қосылыстар жұқа болат пластиналар секілді, жуан болат пластиналарды қолдану арқылы орындалуы мүмкін. Жұқа деп қалыңдығы $0,5d$ аз не болмаса тең болат пластиналар саналады, егер болат пластиналардың қалыңдығы d көп немесе тең болса және тесігі бойынша $0,1d$ кіретін болса, болат пластиналар қалың деп саналады. «Болат-ағаш» жалғамасы үшін сына жалғамасының бір бекіткіш элементінің (шеге, бұрандама, сына, немесе бұрамашеге) $F_{v,Rk}$ көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.2.3) сәйкес формулалар бойынша анықталуы тиіс:

- ағашты жұқа болат пластинамен бір қималы жалғау үшін

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ 0,4 f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d, 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right\}, \quad (9.4)$$

- ағашты қалың болат пластинамен бір қималы жалғау үшін

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{aligned} & f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ & f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}, \\ & 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{aligned} \right\}, \quad (9.5)$$

- ағашты екі ағаш элементі арасындағы кез келген қалыңдықтағы болат пластинамен қос қималы жалғау үшін

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{aligned} & f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \\ & f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}, \\ & 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{aligned} \right\}, \quad (9.6)$$

- екі жұқа болат пластинаны және олардың арасындағы ағаш элементті қос қималы жалғау үшін

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ 0,4 f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d, 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,2k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right\}, \quad (9.7)$$

- екі қалың болат пластинаны және олардың арасындағы ағаш элементті қос қималы жалғау үшін

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ 0,5 f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d, 2,3 \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,2k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right\}, \quad (9.8)$$

мұнда $f_{h,k}$ – ағашты сығу беріктігінің сипаттамалық мәні;

t_1 – бір қималы қосылыстардағы ағаштан жасалған ең жұқа элементтің қалыңдығы немесе сынаның кіру тереңдігі;

t_2 – симметриялы жалғаулардағы ағаштан жасалған орташа элементтің қалыңдығы;

d – сына диаметрі;

$M_{y,Rk}$ – сынаның созылымды деформация моментінің сипаттамалық мәні,

$F_{ax,Rk}$ – сынаны талшықтарға көлденең шығарудың сипаттамалық мәні.

(9.1-9.8) формулаларындағы $f_{h,k}$, $M_{y,Rk}$ мәні, сондай-ақ қосылыстарда сыналарды орналастыру ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.2, 8.3, 8.5-8.7) немесе ҚР НТҚ-05-01-2011 2-бөлім (ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011) (9.1.2) талаптарына сәйкес анықталуы тиіс.

9.2.4 Егер жалғама талшықтардың бойымен созылуға ұшыраса, онда сыналардың бір қатары үшін көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 8.1.2(4)-тармағына сәйкес формула бойынша анықталады:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} F_{v,Rk}, \quad (9.9)$$

мұнда $F_{v,ef,Rk}$ – жалғамадағы сыналар қатарының көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәні;

n_{ef} – ағаш талшықтарының бағытына параллель, қарастырылатын қатардағы сыналар саны;

$F_{v,Rk}$ – жоғарыда анықталған болатын.

Қосылыстардағы n_{ef} бекіткіш элементтердің есептік мөлшері бекіткіш элементтердің түріне және ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.2, 8.3, 8.5-8.7), сондай-ақ ҚР НТҚ-05-01-2011 2-бөлім (ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011) (9.1.2) талаптарына сәйкес анықталатын талшықтарға қатысты күштің түсу әсерінің бағытына байланысты.

9.2.5 Күштердің талшықтардың бойымен әсер етуінен металл сыналары бар сына жалғамасының бір қимадағы көтергіш қабілетінің есептік мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.17) формула бойынша анықталады, яғни

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod} F_{v,Rk}}{\gamma_M}, \quad (9.10)$$

мұнда k_{mod1} – ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 3.1-кестесінде қабылданған түрлендіру коэффициенті. Егер жалғау $k_{mod,1}$ және $k_{mod,2}$ өз мәндері тән әртүрлі қасиеттері бар екі ағаш элементтен тұратын болса, онда $k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} k_{mod,2}}$;

γ_M – осы құралдың 6.1-кестесінде қабылданған қосылыстарға арналған жеке коэффициенті.

$F_{v,Rk}$ – жылжыту жазықтығындағы бекіту элементінің сипаттамалық көтергіш қабілеті, яғни сәйкес келетін (9.1, 9.2, 9.4 - 9.8) формулалардан алынатын минималды мән.

Талшықтардың бойымен орналасқан, әрқайсысы бірдей қашықтықтағы ұқсас өлшемді бекіткіш элементтерін n қосатын r_{pl} сыналар қатарынан тұратын жалғаулар үшін $F_{v,Rd}$ жылжыту жазықтығындағы әрбір элементтің беріктігін есептеу кезінде $F_{v,ef,Rd}$ талшықтар бойындағы қосылыстардың есептік көтергіш қабілеті ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 8.1.2 (4) тармағының талаптарына сәйкес тең болады:

$$F_{v,ef,Rd} = n_{sp} r_{pl} n_{ef} F_{v,Rd}, \quad (9.11)$$

мұнда n_{ef} – талшықтардың бойындағы жалғаулардың әрбір қатарындағы бекіту элементтерінің есептік мөлшері;

n_{sp} – жалғаулардағы жылжыту жазықтығының мөлшері.

9.2.6 Талшықтардың бойымен күш әсер еткен кездегі металл сыналары бар сына қосылыстарының көтергіш қабілетінің есептік мәні беріктіктің екі шартынан анықталуы тиіс:

– талшықтардың бойымен созу кезіндегі жару нәтижесіндегі ағаштың беріктігі (осы шарт ҚР НТҚ-05-01-2011 2-бөлім (ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011) сипатталған (9.1.5.12);

– бекіткіш элементінің тұрақсыздығы. Осы шарт үшін бекіткіш элементтер қатарларының r_{pr} мөлшері кезінде, әрбір қатар бірдей өлшемдегі n бекіткіш элементтерін қосатын болса, онда

$$F_{v,ef,Rd} = n_{sp} r_{pr} n F_{v,Rd}, \quad (9.12)$$

мұнда $F_{v,ef,Rd}$ – күштердің талшықтардың бойымен әрекет еткен кездегі жылжыту жазықтығындағы бекіткіш элементтің қабылданған есептік көтергіш қабілеті;

n_{sp} – жалғаудағы жылжыту жазықтығының мөлшері;

n – талшықтарға көлденең бекіткіш элементтердің әрбір қатарындағы бекіткіш элементтердің мөлшері. Егер шегелер қабаттастырылып қолданылса, онда n қабаттастырылған шегелердің санына тең болады;

$F_{v,Rd}$ – күштердің талшықтардың бойымен әсер етуі кезінде жылжыту жазықтығындағы бір бекіткіш элементтің есептік көтергіш қабілеті. $d \leq 8$ мм шегелер үшін және тегіс бөлігі бар бұрамашегелер үшін көтергіш қабілеті күштерді талшықтардың бойымен әсер ету кезінде бекіткіш элементтегі секілді болады. Бұрандамалар және

сыналар үшін, сондай-ақ қосылыстардағы $d > 6$ мм бұрамашегелер және $d > 8$ мм шегелер үшін LVL қолдану арқылы (9.1, 9.2, 9.4 – 9.8) формулалары бойынша анықталатын көтергіш қабілеті ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.31 формуласы) талаптарын ескеру арқылы түзетілуі керек.

9.2.7 Сына түріндегі қосылыстарды есептеуді ҚР НТҚ-05-01-2011 2-бөлімде (ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011) (9.1.5.11) берілген талаптар негізінде жүзеге асыру керек.

Сыналар ретінде бұрамашегелер қолданылатын сына қосылыстарды есептеу алгоритмі Б.4 берілген.

9.3 Металл сақина кілтектерді қолдану арқылы қосылыстарды есептеу

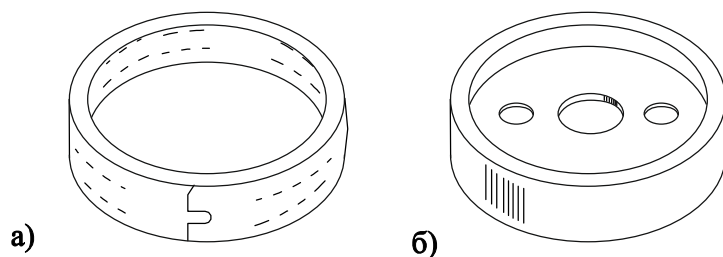
ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 сәйкес ағаш элементтердің қосылыстарында EN 912 бойынша металл кілтектер қолданылуы мүмкін. Көпірлердің ағаш конструкцияларының элементтерінің қосылыстары үшін белдеулері бар тор элементтерін қосылыстар ретінде EN 912 бойынша А түріндегі (9.2а-сурет) диаметрі 200 мм артық емес сақина кілтектерді қолдануға рұқсат етіледі. Осындай ағаш фермаларды ауылшаруашылық және орман жолдарында көпірлерді аралық тұрғызуда, сондай-ақ кішігірім жаяу жүргіншілер көпірлерін салу кезінде қолдануға рұқсат етілетінін көрсетуге болады.

9.3.1 Сақина кілтектер жалғанатын элементтердің алдын ала фрезерленген ойықтарына салынатын сыртқы беті тегістелген бұйым пішіні бойынша дөңгелек болады. Ойықтардың пішіндері сақина кілтектің профиліне сәйкес келуі керек.

А түріндегі сақина кілтектерді (9.2а-сурет) тек «ағаш-ағаш» қосылыстарында ғана қолдану керек.

Ал В түріндегі сақина кілтектерге (9.2б-сурет) келетін болсақ, олар «болат-ағаш» немесе «бетон-ағаш» қосылыстарында қолданылады. Осы түрдегі сақина кілтектер көпірлердің ағаш конструкцияларының жалғауларында қолданбады.

9.3.2 Сақина кілтектерді қолдану арқылы конструкциялау кезінде оларды қосылыстарға орналастыру бойынша талаптар сақталуы тиіс. осы талаптар 9.1-кестеде берілген.



а – А түріндегі кесілетін сақина кілтек; б – В түріндегі дөңгелек пластинкалы кілтек

9.2-сурет – Кілтектердің жалпы түрі [EN 912]

Қосылыстарда сақина кілтектерін қолданған кезде жалғанатын элементтердің минималды қалыңдығы бойынша талаптар сақталуы тиіс. Жалғанатын элементтердің минималды қалыңдығы ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 8.9(2)-тармағының талаптарына сәйкес (9.13 және 9.14) формулаларымен анықталады.

$$t_1 \geq 2,25h_e, \quad (9.13)$$

$$t_2 \geq 3,75h_e, \quad (9.14)$$

мұнда t_1 – жалғаманың ағаш элементінің сыртқы қалыңдығы;

t_2 – жалғаманың ағаш элементінің ішкі қалыңдығы;

h_e – қарастырылып отырған жалғама элементіне кілтекті анкерлеу тереңдігі.

**9.1-кесте – Кесілген сақина кілтектерге арналған элементтің шетінен саңылау ортасына дейінгі минималды өлшемдері және арақашықтығы
[ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011]**

Қадамы, арақашықтығы және α бұрышы (ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 8.7 және 8.12-суреттерді қараңыз)	Ең кіші параметрлері
Талшықтар бойындағы қадам – a_1 , $0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2+0,8 \cos \alpha)d_c$
Талшықтарға көлденең қадам – a_2 , $0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
Жүк тиелген шетіне дейінгі арақашықтық – $a_{3,t}$, $-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$1,5d_c$
Жүк тиелмеген шетіне дейінгі арақашықтық $a_{3,c}$ $90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4+1,6 \sin \alpha)d_c$ $1,2 d_c$ $(0,4+1,6 \sin \alpha)d_c$
Жүк тиелген жиегіне дейінгі арақашықтық $a_{4,t}$, $0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6+0,2 \sin \alpha)d_c$
Жүк тиелмеген жиегіне дейінгі арақашықтық $a_{4,c}$, $180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$0,6 d_c$

9.3.3 Кілтектердің осы түрімен жалғау үшін көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәндері беріктіктің екі шартынан анықталуы тиіс: ағашты ұсату бойынша беріктігі және ағаштарды жару бойынша беріктігі.

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.9) сәйкес бір қимадағы көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәнін формулалар бойынша анықтау керек:

– талшықтардың бойымен созу кезіндегі ағаш бөліктерін жару бойынша беріктік шартынан

$$F_{1v,0Rk} = 35d_c^{1,5}, \quad (9.15)$$

– кілтектің жүк тиелген ұшындағы ағаш бөліктерін ұсату бойынша беріктік шартынан

$$F_{2v,0Rk} = 31,5d_c h_e, \quad (9.16)$$

мұнда h_e – қосылыс элементіндегі кілтекті анкерлеу тереңдігі, мм;
 d_c – кілтек диаметрі, мм.

Кілтектің көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәні үшін (9.15 және 9.16) формулалары бойынша анықталған ең кіші мән қабылданады.

Қосылыстардың көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәніне жалғанатын элементтердің қалыңдығы, жүктелген шетіне дейінгі арақашықтығы және ағаштың сипаттамалық тығыздығының шамасы әсер ететіндігі жалпы танымал. Олай болса, ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 8.9(1) – 8.9(5)-тармақтарына сәйкес $F_{v,0,Rk}$ талшықтардың бойымен кілтекті жылжыту жазықтығындағы қосылыстардың көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәні келесіге тең болады:

$$F_{v,0Rk} = \min \begin{cases} k_1 k_2 k_3 k_4 (35d_c^{1,5}) & \text{Ағаш бөлігінің жылжуы} \\ k_1 k_3 (31,5d_c h_e) & \text{ағаштың ұсатылуы} \end{cases}, \quad (9.17)$$

мұнда d_c – кілтек диаметрі, мм;

k_1 – элемент қалыңдығын ескеретін және келесі формула бойынша анықталатын түзету коэффициенті:

$$k_1 = \min \begin{cases} 1 \\ t_1 / 3h_e, \\ t_2 / 5h_e \end{cases}, \quad (9.18)$$

мұнда t_1 және t_2 – қосылатын элементтердің қалыңдығы, мм;

h_e – қосылыс элементіндегі кілтекті анкерлеу тереңдігі, мм;

k_2 – жүктелген шетіндегі ағаш бөліктерін жару кезінде ғана қолданылатын коэффициент. Жүк түсірудің $-30^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ бұрышы кезінде ол 1-ге тең болады, ал басқа барлық жағдайлар үшін келесі формула бойынша анықталады:

$$k_2 = \min \left\{ \frac{k_a}{a_{3,t} / 2d_c}, \right. \quad (9.19)$$

мұнда $a_{3,t}$ – жүктелген шетіне дейінгі және ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 8.7-кесте бойынша анықталатын арақашықтық;

d_c – жоғарыда анықталған болатын;

k_a – жылжыту жазықтығындағы бір кілтекті қосылыстар үшін мәні 1,25 тең коэффициент. Жылжыту жазықтығындағы бір кілтектен көп қосылыстар үшін $k_a = 1,0$;

k_3 – ағаштың тығыздығының өзгеруін ескеретін және келесі формула бойынша анықталатын түзету коэффициенті:

$$k_3 = \min \left\{ 1,75 \right. \\ \left. \rho_k / 350 \right\} \quad (9.20)$$

мұнда ρ_k – қосылыстардағы элемент ағашының тығыздығының сипаттамалық мәні, кг/м³.

k_4 – ағаш бөліктерін жару жағдайы үшін түйісетін элемент материалына қатысты және келесі формула бойынша анықталатын түзету коэффициенті:

$$k_4 = \min \begin{cases} 1,0 & \text{«ағаш-ағаш» қосылыстары үшін} \\ 1,1 & \text{«болат-ағаш» қосылыстары үшін} \end{cases} \quad (9.21)$$

9.3.4 Егер қосылыс α бұрышымен талшықтарға жүктелген болса, онда ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 8.9(8)-тармағына сәйкесжылжыту жазықтығындағы кілтектің $F_{v,\alpha,Rk}$ көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәні формулаларды қолдану арқылы анықталуы тиіс:

$$F_{v,\alpha,Rk} = \frac{F_{v,0,Rk}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (9.22)$$

$$k_{90} = 1,3 + 0,001d_c, \quad (9.23)$$

мұнда $F_{v,0,Rk}$ – (9.17) формуласы бойынша анықталады;
 d_c – жоғарыда анықталған.

Кілтек үшін элемент жиегіне немесе шетіне дейінгі минималды қадам және арақашықтық 9.1-кесте бойынша анықталғанға қарағанда аз болмауы тиіс.

9.3.5 Қосылыстарда кілтектерді шахмат түрінде орналастырған кезде талшықтардың бойымен және көлденең қадамының минималды шамасы келесі шарттарды орындаған кезде азайтылуы мүмкін:

$$(k_{a1})^2 + (k_{a2})^2 \geq 1, \text{ если } \begin{cases} 0 \leq k_{a1} \leq 1 \\ 0 \leq k_{a2} \leq 1 \end{cases} \quad (9.24)$$

мұнда k_{a1} және k_{a2} – a_1 талшықтардың бойымен, ал a_2 – талшықтарға көлденең минималды арақашықтыққа сәйкес келетін коэффициенттер.

a_1 талшықтардың бойымен қадам шамасын азайту қажеттілігі кезінде минималды мән $k_{s,red}$ коэффициентіне көбейту арқылы анықталуы мүмкін, егер $0,5 \leq k_{s,red} \leq 1$ болса. Бұл жағдайда $F_{v,0,Rk,connector}$ көтергіш қабілеті ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 8.9(11)-тармағына сәйкес формула бойынша анықталуы тиіс:

$$F_{v,0,Rk,connect} = k_{r,red} F_{v,0,Rk}, \quad (9.25)$$

$$\text{мұнда} \quad k_{r,red} = 0,2 + 0,8k_{s,red}. \quad (9.26)$$

Егер k_{a1} коэффициентін $k_{s,red}$ коэффициентімен төмендету керек болса, онда ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 8.9(10)-тармағына сәйкес талшықтардың бойымен және көлденең қадамның минималды шамалары келесі шарттармен қанағаттандырылуы керек:

$$(k_{s,red} k_{a1})^2 + (k_{a2})^2 \geq 1, \quad \text{если} \begin{cases} 0 \leq k_{s,red} k_{a1} \leq 1 \\ 0 \leq k_{a2} \leq 1 \end{cases}. \quad (9.27)$$

9.3.6 Талшықтардың бағыты бойынша екіден артық кілтекті қатарға орналастыру кезінде талшықтардың бойымен жүктеген жағдайда жылжыту жазықтығындағы олардың көтергіш қабілеті жеке кілтектердің көтергіш қабілетінің қосындысынан аз болады. Осындай шарт кезінде бір немесе екі жылжыту жазықтығы бар қосылыстар үшін кілтек саны қатардағы қосылыс бұрандамалардың санына тең болып қабылдануы тиіс, ал n_{ef} кілтектердің есептік саны ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 8.9(12)-тармағына сәйкескелесі формуламен анықталады:

$$n_{ef} = 2 + (1 - \frac{n}{20})(n - 2), \quad (9.28)$$

мұнда n – талшықтардың бойындағы қатардағы қосылыс бұрандамаларының саны. Егер $k_{a2}a_2 < 0,5k_{a1}a_1$ болса, онда кілтектер сол қатарда орналасуы тиіс.

Егер қосылыста талшықтардың бағыты бойынша кілтектердің бірнеше қатары бар болса, онда олардың есептік саны әрбір қатардағы кілтектер қосындысына тең болады. Егер кілтектер талшықтарға көлденең жүктелген болса, онда олардың есептік мөлшері қосылыстардағы бұрандамалар мөлшеріне тең болады.

Кілтектермен бірге қосылыстарда қолданылатын бұрандамалар және тығырықтар ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (10.4.3) талаптарын қанағаттандыруы керек.

9.3.7 Егер кілтектер ағаш талшықтарына бұрышпен бағытталатын күшті қабылдайтын болса, ҚР НТҚ-05-01-2011 2-бөлімдегі (ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011) (9.1.5.12) сәйкес көтергіш қабілетін тексеру орындалуы тиіс.

9.3.8 Кілтектерді қолдану арқылы орындалған қосылыстардың көтергіш қабілетінің есептік мәні осы құралдың 9.2.4 – 9.2.6 талаптарына сәйкес анықталуы тиіс.

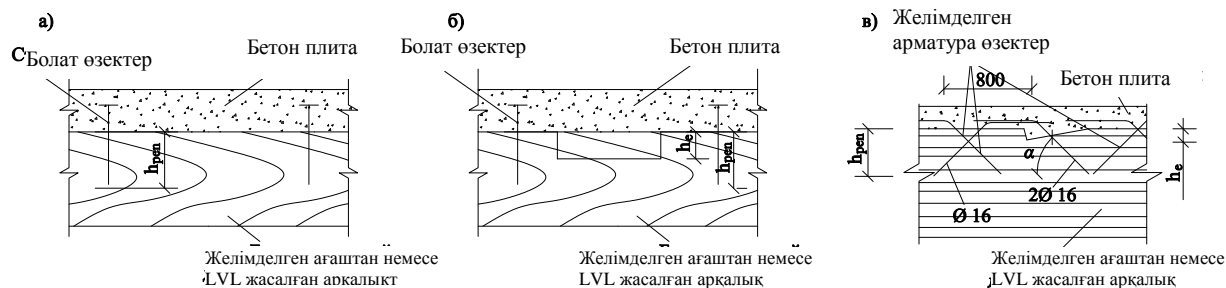
9.4 Бетонның ағашпен қосылыстарын есептеу

9.4.1 Бетонның ағашпен қосылыстары жүргінші бөлігі ағаш арқалықтармен қосылған бетон плитасын ұсынатын көпірлердің аралық құрылыстарының құрамдастырылған конструкцияларында (ағаш-бетон плиталар) қолданылады. Осындай конструкциялардағы қосылыстар келесі нұсқаларда орындалуы мүмкін:

– бетон плитаның ағаш арқалықтағы секілді бетон плитадағы анкерленген болат тік өзектер арқылы ағаш арқалықтармен қосылысы (9.3а-сурет);

– бетон плитаның ағаш арқалықтағы секілді бетон плитадағы анкерленген болат тік өзектер және белгілі тереңдікпен және кілтектер қызметін атқаратын ағаш арқалықтағы қадаммен (9.3б-сурет) жасалған ойықтар (ожаулар) арқылы ағаш арқалықтармен қосылысы;

– бетон плитаның ағаш арқалықтағы секілді бетон плитадағы анкерленген болат тік өзектер және белгілі тереңдікпен және ағаш арқалықтағы қадаммен (9.3в-сурет) көлбеу ойықтар (ожаулар) арқылы ағаш арқалықтармен қосылысы.



9.3-сурет – Ағаш-бетон плитадағы қосылыстар сызбасы

Конструктивтік шешімдерге байланысты есептеудің сәйкес келетін әдістемелері қабылданады. ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 1.5.2.1, 8.2.1(2)-тармақтарында бетон плитаның ағаш арқалықтармен қосылыстарының тек екі нұсқасы ғана қарастырылады (9.3а және 9.3б-суреттері).

9.4.2 Бетон плитаның ағаш арқалықтармен тік болат өзектер арқылы қосылыстарын есептеу үшін ең алдымен тік жүктемелердің әсерлерінен болат тік өзектерде туындайтын жылжыту күшін анықтау керек. $F_{v,Ed}$ әрбір өзекке әсер ететін жылжытушы күштер аналитикалық әдіспен (сөре мен қабырға арасында орналасқан икемді байланыстардағы тавр қимасының арқалығы) немесе сәйкесінше бағдарламалық кешендерді (NASTRAN, ANSYS және басқалары) қолдану арқылы есептік әдіспен анықталуы мүмкін. Есептеулерде қабылданған модельдер бетонның және ағаштың әртүрлі деформациялану сипатын (жылжығыштығын), ағаш-бетон жанасуы бойынша үйкелістің болмауын, сондай-ақ қосылыстардың икемділігін ескеруі керек. Болат өзектердің көтергіш қабілетінің есептік мәні келесі шартты қанағаттандыруы керек

$$F_{v,Ed} \leq \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rd} \\ F_{v,d} \end{matrix} \right. \quad (9.29)$$

мұнда $F_{v,Ed}$ – болат өзекке әсер ететін күштің есептік мәні;

$F_{v,Rd}$ – сына қосылыстары үшін анықталатын секілді өзектің көтергіш қабілетінің есептік мәні;

$F_{v,d}$ – оның қимасына беріктігі шартымен анықталатын өзектің көтергіш қабілетінің есептік мәні.

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (2.17) формуласына және осы құралдың 6.1-кестедегі талаптарына сәйкес $F_{v,Rd}$ көтергіш қабілетінің есептік мәні анықталады:

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}, \text{ беріктігі бойынша тексеру кезінде} \quad (9.30)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_{M,fat}}, \text{ қажуын тексеру кезінде} \quad (9.31)$$

мұнда k_{mod} , γ_M және $\gamma_{M,fat}$ – жоғарыда анықталған;

$F_{v,Rk}$ – жіптің әсерін есептемей-ақ (9.1) формуласы бойынша бір қималы сына үшін анықталатындай болат өзектің сипаттамалық мәні, яғни қосылғышы $F_{ax,Rk}/4 = 0$.

$F_{v,d}$ көтергіш қабілетінің есептік мәні қиықтағы беріктік шарттарынан болат өзектер үшін анықталады.

9.4.3 [8.2.2(4)] Бетон плитаның болат тік өзектер және науашалар (ойықтар) арқылы (9.3б-сурет) ағаш арқалықтармен қосылыстарын есептеу үшін жылжыту күші үшін бетон мен науашаның ағашы арасындағы бетке түсетін қысым қабылданады, ал арқалықтың және плитаның иілу әсерінен туындайтын болат өзектердегі созу күшінің шамасы келесі формула бойынша анықталады:

$$F_{t,Ed} = 0,1F_{v,Ed}, \quad (9.32)$$

мұнда $F_{t,Ed}$ – ағаш және бетон арасындағы созылу күшінің есептік мәні;

$F_{v,Ed}$ – ағаш және бетон арасындағы жылжыту күшінің есептік мәні.

Осындай қосылыс конструкциялары үшін $F_{v,Ed}$ жылжыту күшін қабылдау ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.1.7(1)P) сәйкес науашаларды ұсату кезіндегі ағаштың беріктігімен және ҚР ҚН EN 1992-1-1:2008/2011 талаптарына сәйкес науашалардағы бетон қимасымен қамтамасыз етілуі тиіс деп саналады.

Созылған болат өзектің көтергіш қабілеті келесі шартты қанағаттандыруы керек:

$$F_{t,Ed} \leq F_{ax,Rd}, \quad (9.33)$$

мұнда $F_{t,Ed}$ – жоғарыда анықталған;

$F_{ax,Rd}$ – ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.7.2) талаптарына сәйкес анықталатын ағаш арқалығына анкерленген созылған өзектің көтергіш қабілетінің есептік мәні.

9.4.4 Бетон плитаның ағаш арқалықтармен көлбеу болат өзектер және науашалар арқылы (9.3в-сурет) қосылыстарын есептеу кезінде келесі шарт сақталуы тиіс

$$F_{t,a,Ed} \leq F_{ax,a,Rd}, \quad (9.34)$$

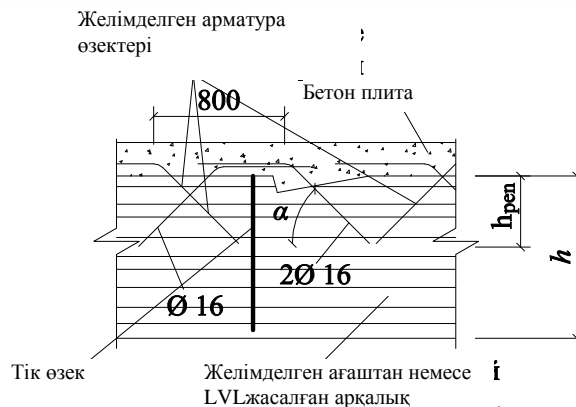
мұнда $F_{t,a,Ed}$ – икемді байланыстардағы тавр қималы арқалықтарды статикалық есептеуден анықталатын ағаш және бетон арасындағы өзекке әсер ететін созылатын осьтік күштің есептік мәні;

$F_{ax,a,Rd}$ – өзекті ағаштан талшықтарға бағыттап α бұрышымен шығарудағы көтергіш қабілетінің есептік мәні.

Егер көлбеу болат өзектер ретінде бұрамалар қолданылса, онда $F_{ax,a,Rd}$ ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.7.2) талаптарының негізінде анықтау керек. Арматура өзектерінің ағашына желімделген көлбеу болат өзектер ретінде қолданған кезде олардың анкерлеу ұзындығы арматураның кемінде 25 диаметрінде болуы тиіс. Олай болса $F_{ax,a,Rd}$ ҚР ҚН EN 1992-1-1:2008/2011 талаптарына сәйкес арматураның созылуға беріктігімен анықталады. Арматура өзектерінің анкерлеудің басқа ұзындығы кезінде $F_{ax,a,Rd}$ мәні сараптамалық арқылы анықталуы тиіс.

Есептеудің берілген әдістемесінде жуық сипаты бар, бірақ науашалардағы талшықтардың бойымен ағашты ұсату жұмысы ескерілмейтіндіктен осындай қосылыстардың бірқатар сенімділігін қамтамасыз етеді.

Өзектердің ағаш талшықтарына бұрышпен желімделген немесе бұрап бекітілген үзіу аймағындағы ағашты ұсатуды болдырмау үшін тік болат өзектерді қосымша орнату қажет. Сонымен қатар ағаш арқалыққа анкерленген өзектердің ұзындығы оның ортасына дейінгі арақашықтықтан үлкен, яғни $h_{pen} > 0,5h$ болуы үшін қажет (9.4-суретті қараңыз).



9.4-сурет – Бетон плитаның жүргінші бөлігін желімделген арматура өзектері арқылы ағаш арқалықпен қосылыстарының сызбасы

10 АҒАШ КӨПІРЛЕРІНІҢ КОНСТРУКЦИЯЛАРЫН ДАЙЫНДАУ, МОНТАЖДАУ ЖӘНЕ САПАСЫН БАҚЫЛАУ

10.1 Көпірлердің ағаш конструкциялары үшін оларды дайындау, тасымалдау және монтаждау бойынша 10.8 және 10.9-тармақтарынан, сондай-ақ ҚР НТҚ-05-01-2011 2-бөлімде (ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011) 11-тарауда мазмұндалған талаптардан басқа, 11.1.14 – 11.1.19 және 11.2.31 – 11.2.35 тармақтарынан басқа ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (10-тарау) мазмұндалған талаптар қолданылады.

10.2 Тұрақты көпірлердің ағаш конструкцияларын мамандандырылған зауыттарда немесе цехтарда дайындау керек.

Құрылыс алаңына түсірілетін конструкцияларда ең шекті зауыт дайындығы болуы керек. Құрылыс алаңы жағдайларында жоюға рұқсат етілмейтін ақаулары және зақымданулары бар конструкциялар дайындаушы зауытқа қайтарылуы керек.

Желімделген элементтерден басқа автожол көпірлеріне арналған ағаш конструкцияларды ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 10.1–10.5, 10.7-тармақтарының және ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 9(2)-тармағының талаптарын сақтай отырып, құрылыс алаңында дайындауға рұқсат етіледі.

10.3 Ағаш конструкцияларды дайындау үшін жұмыс құжаттамасында көрсетілген ағаш түрлерін қолдану керек. Ауыстыруды жобалық ұйымдастыру-әзірлеушімен келіскен кезде қарағайдың орнына басқа қылқан жапырақты (шырша, самырсын, бал қарағай және т.с.с.) ағаш түрлерін қолдануға рұқсат етіледі.

10.4 Кесілмелі материалдардан жасалған, соның ішінде бояуға арналған элементтердің беттерінің рұқсат етілген кедір-бұдыр параметрі еуропалық стандарт талаптарына сәйкес болуы керек.

10.5 Ағаштың беріктік сипаттарын бақылау үшін үлгілерді іріктеу және сынауды:

- жұмыс құжаттамасындағы нұсқаулар болған кезде;
- қуыс фермаларды және желімделген арқалықтарды дайындау кезінде;
- төмен тығыздықты ағашты дайындау кезінде жүргізу керек.

Зертханалық сынауларды еуропалық стандарттардың EN 384, EN 408, EN 1194 талаптарына сәйкес жүргізеді.

10.6 Ағаш конструкцияларын дайындау және құрастыру дәлдігін сипаттайтын рұқсаттарды EN сериялы стандарт талаптарына сәйкес анықтау керек. Келесі ауытқулар талаптарды қанағаттандыруы керек:

– әрбір элемент үшін көлденең кималардың нақты өлшемдерін жобалық өлшемдерден кеміту бөрене немесе білеу қабырғаларының диаметрінен 1/40 қарағанда артық болмауы тиіс;

– арқалық бағандарының желімді-істікті қосылыстарын монтаждау 5 °С-тан төмен емес ауа температурасында жүзеге асуы керек;

– 1 м ұзындық қосылысындағы болат көтергіш элементтердің және бекіткіш бөлшектердің майысуы немесе бұрама тәрізденуі 1 мм аспауы немесе барлық ұзындығында 10 мм аспауы тиіс;

– сығылған элементтердің түйіскен жерлеріндегі жергілікті тығыз еместігі 2 мм аспауы тиіс;

– қаптармен жабылатын қосылыстар үшін түйісетін элементтердің депланациясы (беттердің деңгейі) 2 мм аспауы тиіс;

– ойық ағаштардың тереңдігі жобалық тереңдіктен ауытқуы ± 2 мм аспауы тиіс;

– қосылыстардағы жұмыс бұрандамалары, сыналар, кілтектер және шегелер орталықтарының арасындағы арақашықтықтарының ауытқуы саңылаулар үшін жобалықтарға қатысты келесілерден аспауы тиіс:

1) Кіріс саңылаулары үшін ± 2 мм артық емес;

2) Шығыс саңылаулары үшін:

- 2 % пакет қалыңдығының талшықтарын көлденең, бірақ 5 мм артық емес,

- 4 % пакет қалыңдығының талшықтардың бойымен, бірақ 10 мм артық емес.

—бастиектер (қақпақтар) қабырғаларынан жобалыққа қатысты қосылыстардағы, соның ішінде металл жүктеулердегі дюбельдер, істіктер және бұрамашегелердің ортасы арасындағы арақашықтықтарының ± 2 мм артық емес ауытқуы;

—ағаш тірегінің үстінің бөлу осьтеріне қатысты жоспарында ± 20 мм артық емес ығысуы;

— ағаш жиекті тірек конструкцияларының бүйір беттерінің тігінен немесе жобалық көлбеулігінен (жиек биіктігінен үлестерде H) $0,005 H$ артық емес ауытқуы;

— аралық құрылыс өлшемдерінің жобалықтан төмендегілерден артық емес ауытқуы, мм:

а) 15 м қоса алғанға дейін өлшем аралығы кезінде ұзындығы бойынша ± 20 ;

б) 15 м жоғары өлшем аралығы кезінде ұзындығы бойынша ± 30 ;

в) 15 м қоса алғанға дейін өлшем аралығы кезінде биіктігі бойынша ± 10 ;

г) 15 м жоғары өлшем аралығы кезінде биіктігі бойынша ± 20 ;

д) белдеу түйіндері арасындағы арақашықтықтарда ± 5 .

10.7 Сақтаған кезде ағаш конструкциялар және олардың элементтері атмосфералық жауын-шашындардың және күн радиацияларының әсерінен қорғалуы тиіс. Қатарлардағы элементтер ағашты зақымдамайтын желдету үшін жеткілікті саңылауы бар төсемдерге және элемент және топырақ негізі арасындағы 20 см кем емес төсемдерге тірелуі керек.

Аралық құрылыстың қабатты желімделген ағаштан жасалған негізгі арқалықтарды көпір конструкциясындағы олардың жұмыс ережесіне сәйкес келетін қалыпта сақтау керек.

10.8 Жүктеу, түсіру және тасымалдау кезінде ағаш конструкциялардың сақталуын қамтамасыз ету үшін тіреу және элементтердің металл бөлшектермен жанасу орындарына (резенке матадан, губка тәрізді резенкеден және басқалардан дайындалған) жұмсақ төсемдерді және астарларды орнатумен инвентарь құрылғыларды (жұмсақ строптарды, қамыттарды, контейнерлерді және т.с.с.) қолдану керек.

10.9 Жауапты элементтерді және қосылыс бөлшектерін (тіреу білеулерін, қондырмаларды, жастықтарды, кілтектерді, сыналарды және басқалары) кемшіліктері жоқ қатты жапырақты (емен, шамшат) түрлерінің қатты, тұзу қабатты ағашын қолдану керек.

10.10 Қолдануда болған орман материалдары, егер олар ағаштың сапасы және беріктігі бойынша ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 3.2(1)P, 3.3(1), 3.4(1)P, 10.1 – 10.5, 10.7-тармақтарының және ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 9(2)-тармағының талаптарын қанағаттандыратын болса, қолдануға рұқсат етіледі.

10.11 Әртүрлі ағаш түрлерін конструкцияның бір көтергіш элементінде қолдануға рұқсат етілмейді.

Бұзылуға және шіруге бейім болғандықтан барлық түрлеріндегі құрғақ ағашты (тамырымен қураған) ағаш конструкциялы көпірлерде қолдануға тыйым салынады.

10.12 Конструкцияның ағаш элементтерін 22 % жоғары ағаш ылғалдылығы кезінде бояуға рұқсат етілмейді.

10.13 Үстінен салынған тіректердің тегіс жақтауларыннивелир бойынша салыстыра тексерілген және шаблондармен жабдықталған сөрелерде көлденең күйінде жинау керек.

Үстінен салынған тіректерді кеңістік блоктарымен немесе тегіс жақтаулармен монтаждау керек. Жоба ережесіне орнатар алдында оларға бекітулерді тарту және қағуды және тасымалдау мен сақтау кезінде туындаған ақауларды жоюды жүргізу қажет.

Үстінен салынғандарды жоспардағы рұқсаттарға сәйкес және белгілер бойынша оның күйін тексеруден кейін ростверкке орнату керек.

Үстінен салынғандардың блоктарын немесе жақтауларын орнатушамасы бойынша, жоспардағы ережелерді салыстырып тексеру және биіктігі бойынша оларды қатты геометриялық өзгермейтін жүйеге тұрақты, ал қажеттілігіне қарай қосымша уақытша байланыстармен қабат бойынша бекіту керек.

Жоба ережесіне дұрыс емес немесе рұқсаттары бұзылған сынаны мәжбүрлі шығару, жүкарбамен тарту, домкраттармен керу, қосымша кермелерді және байланыстарды орнатуды келтіруге тыйым салынады.

10.14 Конструкция элементтерін дайындау кезінде элементтерді кейінгі өңдеу тәсіліне байланысты белгіленетін олардың өлшемдеріне жіберулер қарастырылуы тиіс.

10.15 Ағаш конструкция элементтерінің беттері табиғи конустықты (түсуді) сақтау арқылы (қабықтарынан және бұтақтарынан) сүргіленуі тиіс. бөренелерді цилиндрлеу жұмыс құжаттамасында нұсқаулар бар болған кезде ғана рұқсат етіледі.

10.16 Ағаш және болат элементтеріндегі барлық саңылаулар жобалық диаметрге тесілуі керек (жұмыс құжаттамасында келісілген жеке саңылау топтарынан басқа).

10.17 Элементтердегі және бөлшектердегі саңылауларды кондукторларды, саңылаулардың өзара жобалық дәл келуінің кіру шектерінде және элементтер мен бөлшектердің өзара ауыстырылуын қамтамасыз етуге мүмкіндік беретін керек-жарақтар немесе шаблондарды қолдану арқылы тесу керек.

10.18 Монтаждау саңылауларын элементтерді құрастырудан және құрылыс көтергішін қосқанда, конструкциялардың барлық бақыланатын өлшемдерін тексеруден кейін үлкен диаметрге тесу керек.

10.19 Ағаш конструкциялардың көтергіш монтаждау қосылыстарын әдеттегідей тұрақты бекіту бөлшектерінде жинау керек.

Конструкциядағы бұрандамаларды және тартпаларды тарту тәртібі және реттілігі жоба ережесінен (қисықтарды, саңылауларды, ойықтарды) ауытқулардың пайда болуын болдырмау керек.

10.20 10.6-тармақта көрсетілген шамадан асып кететін ағаш элементтерінің қаптамаларындағы түйісетін беттердің түсуі (депланация) кезінде элементтің шығыңқы бөлігінде 1:10 қатты емес еңіспен қисық жасалуы тиіс немесе металл табақтан төсемдер қолдануы керек.

10.21 Конструкцияны құрастыру кезіндегі, әсіресе түйісулердегі металл қаптамалары бар бұрамалар және тартпалардың жұмыс бөлшектері зақымданулардан (қалпақтармен, майлаумен немесе басқа шараларды қолданумен) сақталуы тиіс.

10.22 Көтергіш бұрамалардағы (тартпалардағы) бастиектерге және сомындарға тығырықтарды: бастиекке бір тығырықтан және сомынға екі тығырықтан орнату керек; тартпа бұрандамаларында (тартпаларда) сәйкесінше екі тығырықтан. Бұрандамаларда және тартпаларда тығырықтардың көп саны бар пакеттерге рұқсат етілмейді.

Бұрандаманың немесе сомынның бастиектері қосылған орындарда элементтің көлбеу жазықтығына қисық тығырықтарды салу керек.

Бұрандамалардың (тартпалардың) сомын бастиектері тығырық беттеріне, ал соңғылары – ағаш бетіне тығыз тиіп тұруы керек.

Бұрандаманың (тартпа) бұранда бөліктерін ағаштағы саңылау ішіне орналстыруға рұқсат етіледі. Тартылған сомынның үстінде толық профилі бар бұранданың кемінде екі тізбегі шығып тұруы керек.

Бұрандамалардағы (тартпалардағы) барлық сомындар контрсомындармен, серіппе тығырықтарымен немесе өздігінен бақыланатын сомындармен бұралумен бекітілуі тиіс.

10.23 Элементтерден жиналған, жоба ережесінде бекітілген пакетте бекітулерді ауытқусыз бос орнатуға кедергі жасамайтын саңылаулардың дәл келмеуіне рұқсат етіледі.

Созылған пакеттердің саңылауларын дәл келмеу көлемі жобадағы саңылау және бекітулердің номиналды диаметрінің айырым көлемінен аспайтын шарты кезінде номиналды диаметрлі бұрғымен тазалауға рұқсат етіледі.

10.24 Сыналарды және бұрандамаларды ағаш саңылауына олар дәл келмеген кезде (қара дақ болған кезде) қағып кіргізуге тыйым салынады. Саңылаулардың кемінде жарты диаметрге дәл келмеу көлемі кезінде саңылауларды жобада қарастырылған (сәйкес келетін диаметрмен бекітулерін қою арқылы) ұлғайтылған диаметрмен тесуге рұқсат етіледі. Көтергіш қосылыстардағы саңылаулар олардың жартысынан артық көлемге дәл келмеген кезде ағаш элементтерін ауыстыру керек.

10.25 Диаметрі 6 мм және одан артық шегелердегі, дюбелдердегі және істіктердегі элементтердің қосылыстарында оларды қағып кіргізу кезінде ағаштың ұсатылуын болдырмау үшін ағашқа бекіту өзегінің диаметрімен 0,8 – 0,9 шектеріндегі диаметрмен шегелерді (саңылаулар) алдын ала ағашқа тесуді қарастыру керек.

10.26 Көлденең күйде плазаға жиналатын тақтай фермаларын конструкцияның жол бергісіз жергілікті және жалпы деформациясын қоспайтын тәсілдермен оларды аралық құрылысқа біріктіру үшін тік қалыпқа көтеру керек. Аралық құрылыстың және оның жеке бөліктерінің қалпының орнықтылығын және геометриялық өзгермеуін қамтамасыз ету бойынша шараларды қарастыру керек.

Тақтай фермасының элементтеріне қуыс жұмыс шегелерін оның құрылыс жүгін салыстырғаннан кейін қағу керек. Белдеулердегі шегелерді тік қатарлармен реттілікпен қағу керек. Шегелердің ұзындығы 30 мм қарағанда кем емес қабырғаның жалпы қалыңдығынан аспауы тиіс. Шегелердің ұштарын ағашты зақымдап алмай бұғу керек.

10.27 Арқалық-эстакада көпірлерінің қарапайым және құрама жүгіртпелердің білеулері немесе бөренелері жобаға сәйкес өзара бекітулермен байланысуы керек және құрастырудың барлық кезеңдерінде бойлық және көлденең ығысулардан тіреулерге бекітілуі тиіс.

10.28 Аралық құрылыстың торлы фермаларын құрастыруды конструкциялық ерекшеліктерін, монтаждау тәсілдерін және жергілікті шарттарын есепке ала отырып, әдеттегідей тік қалыпта жүргізу керек.

10.29 Құрама жүгіртпелерін және аралық құрылыс фермаларын жоба нұсқауларына сәйкес құрылыс жүгімен бірге жинау керек. Әдеттегідей, полигональды фермалардың белдеулерін тіреу орындарында немесе фермалар түйіспелерінде сынық бұрыштарымен орындау керек.

Түйіспе қаптамаларды салыстырып тексеру және орнатудан кейін торлы фермаларда сыналар немесе домкраттардың көмегімен ортасынан соңына қарай үш-төрт тәсілде

белдеулерді мәжбүрлі бүгуге рұқсат етіледі. Белдеулердің түйіспелері бұл кезде жылжытуда және үзілулерде туындайтын күштерді қабылдайтын сығулармен, қамыттармен және т.с.с. құылғылармен уақытша күшейтілуі мүмкін.

Белдеулерді мәжбүрлі бүгу кезінде элементтердегі технологиялық кернеулердің жобамен қарастырылған шамалардан асып кетпеуін бақылау керек.

10.30 Блоктардың іріленген құрастыруын және арқалықтардың желімді-істікті қосылыстармен бірігуін сөрелерде жүзеге асыру керек.

Желімдердің маркаларын таңдау, олардың құрамдарын дайындау тәртібі, құрастыру және желімдеу технологиясын, сондай-ақ ағаш конструкциялардың істікті-желімді қосылыстарының сапасын бақылауды ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011, ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 талаптарына және желімдерді өндірушілердің нұсқауларына сәйкес орындау керек.

10.31 Аралық құрылысты құрастыру сөрелерінен немесе көпір астынан алғанға дейін құрастырылған аралық құрылыс жауапты конструкцияларды аралық қабылдау актісін жасау арқылы қабылдануы тиіс, ал қабылдау кезінде анықталған жобадан ауытқулар және конструкциядағы ақаулар жойылды.

10.32 Ағаш көпірлерді тұрғызу кезінде жобамен қарастырылған алғашқы қорғандың конструкциялық шаралары, соның ішінде кебуді, желдетуді және конструкцияны дымқылданудан қорғауды қамтамасыз ететін элементтер арасындағы саңылаулар орындалуы керек.

10.33 Қорғауды орындағаннан кейін конструкцияның ағаш элементтерін бұрандамаларды отырғызуға арналған саңылауларды тесуден басқа қандай да бір өндеуге ұшыратпау керек. Ағаштағы тесілген саңылаулар креозот майымен майлануы немесе бекітулерді орнату кезінде шайылуы қиын антисептик негізіндегі биотөзімді және суға төзімді антисептикалық паста құйылуы тиіс.

10.34 Болат элементтерді және ағаш конструкцияларының элементтерін дәнекерлеу және олардың тоттануға қарсы қорғанышын ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011, ҚР ҚН EN 1995-2:2004/2011 талаптарына сәйкес орындау керек.

10.35 Аралық құрылыс, іргетастар және тіректерді үстінен салу және ағаш көпірлердің мұз кесушілерінің элементтері жоба талаптарына сәйкес биологиялық агенттердің (қосарлы қорғану) агрессивті әсерлерінен қорғалуы тиіс.

10.36 Ағаш көпірлерді салу кезінде басты назар гидро окшаурлағыш құрылғысына аударылуы керек. көпірлердің ағаш конструкцияларын қорғау үшін қолданылатын гидро окшаурлағыш:

- барлық окшаулау беті бойынша су өткізбейтін болуы тиіс;
- су-, био- және химиялық тұрақты;
- есептік температура уақытындағы және аралығындағы жылу-аязға төзімді және иілімді болуы тиіс;
- судың, балластың, жол жабынының деформациясы ұзақ әсер еткен кезде пайдалануы сенімді болуы тиіс;
- окшаулау бетінде жобалау ноомаларымен рұқсат етілетін ашық жарықшақтары пайда болған кездегі бүтіндігін сақтау;
- бетонға және металға тоттану әсерін беретін компоненттердің болмауы тиіс.

10.37 Гидро окшаурлау су бұру және қоршалатын құрылғылармен, ілмектеу тесіктерімен, деформация жіктертері конструкцияларымен, тротуар блоктарымен, карниздермен, таяныштармен, жарықтандыру бағаналарымен және т.с.с. герметикалы жалғануы тиіс.

10.38 Гидро окшаурлау тесілу мүмкіндігін болдырмайтын пішін жобасымен қарастырылған тегіс бетке орналасуы керек. Жасалған гидро окшаурлауды механикалық және басқа зақымданулардан конструкциялық және технологиялық шаралармен қорғайды.

10.39 Автожол көпірлерінің жүргінші бөлігінің, тіреулерінің, науаларының, сүйеуіш қабырғаларының және құрылыстық жағдайларда су өткізетін құбырлардың гидро окшаурлауын қабылданған гидро окшаурлау түрі үшін рұқсат етілген ауа температурасында орындайды. Гидро окшаурлау құрылғысы жабық жұмыстарға актпен рәсімделуі тиіс.

10.40 Имараттың жоба құжаттамасында көпір төсемі, тіреулері және су өткізетін құбырлар элементтерінің бетінен суды қайтару қарастырылуы мүмкін. Су бұру конструкциясы дайындық (тегістеу) қабатын, гидро окшаурлау және оны механикаландырылған тәсілдермен қорғауды құру мүмкіндігіне рұқсат етуі және судың гидро окшаурлауға түсуін болдырмауы керек.

10.41 Гидро окшаурлау үшін қолданылатын материалдар сертификатталуы, арналуын, конструкциядағы гидро окшаулау жұмыс шжағдайларын қанағаттандыруы тиіс және оны қолданудың құрылыс-климаттық аймағына сәйкес келуі тиіс.

10.42 Қолданылатын гидро окшаулау материалдарының сапасын бақылауды сәйкес келетін нормативтік құжаттармен және материалдарды өндірушілердің нұсқауларымен қарастырылған сынамаларды іріктеу ережелерін және оларды сынау әдістерін сақтай отырып, зауыттық және құрылыс зертханаларында жүзеге асырады.

10.43 Гидро окшаулау материалдары таңбалануын зақымдамай зауыт қаптамасында сақталуы тиіс және сәйкес келетін нормативтік құжаттармен және техникалық шарттармен қарастырылған талаптарды сақтау арқылы тасымалдануы тиіс.

10.44 Көпірлерді салу кезінде жобамен қарастырылған қоршаған табиғат ортасын қорғау және осы төңіректегі қолданылып отырған табиғат балансын сақтау бойынша шараларды жүзеге асыру керек.

Имаратты тұрақты пайдалануға тапсырғанға дейін құрылыс жұмыстары жүргізілген аумақта уақытша ғимараттар және қосымша имараттар бұзылуы тиіс, қалған материалдар және конструкциялар жиналуы, топырақ бетіне тегістеу жүргізілуі тиіс, аумақты қалпына келтіру және абаттандыру бойынша қарастырылған жұмыстар орындалуы, сондай-ақ көпір астындағы арналар тазалануы тиіс.

10.45 Көпірлерді тұрғызуды мамандандырылған көпір салатын ұйымдар жүзеге асыруы тиіс.

10.46 Көпірді салу кезінде геодезиялық жұмыстардың орындалуына бақылауды құрылыс ұйымы жүзеге асырады. Осы бақылау келесі кезеңдерде жүзеге асуы тиіс:

- көпірді салу бойынша жұмыстар басталарға дейін;
- тіреулерді бөлгеннен кейін (тіреу іргетастарын тұрғызғанға дейін);
- іргетастарды тұрғызғаннан кейін (тіреу денелерін тұрғызу бойынша жұмыстар басталғанға дейін);

– геодезиялық жұмыстарды өндіру жобасына сәйкес тіреу денелерін тұрғызу процесінде;

– тіреулерді тұрғызып және ферма ішілік алаң осьтерін бөлгеннен кейін;

– аралық құрылысты тіреу бөліктеріне орнатқаннан кейін.

10.47 Тіреулерге көпірлердің ағаш аралық құрылысын орнату кезінде әрбір арқалық үшін ауытқу жоспардағы бөлу осьтерінен 20 мм аспауы тиіс.

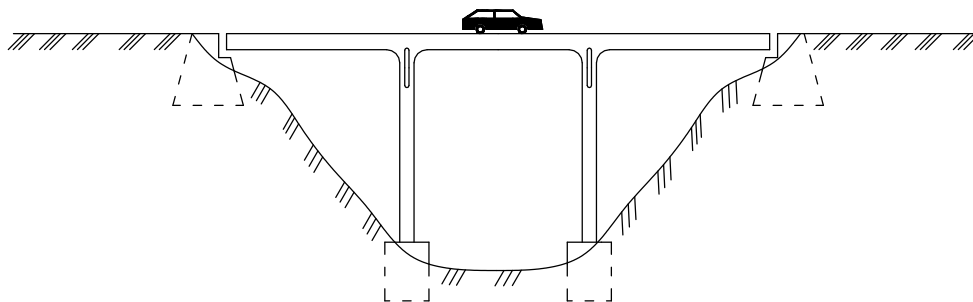
А қосымшасы
(ақпараттық)

Ағаш көпірлерді жіктеу және олардың қолданылу саласы

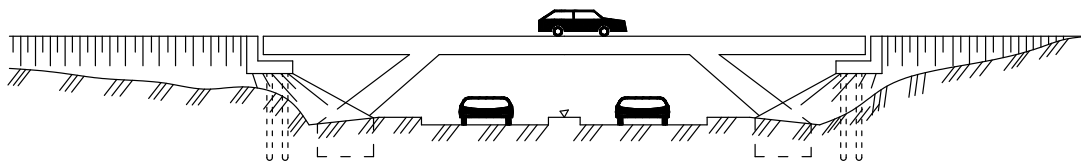
А.1 Көпір тіректер арасындағы бос кеңістікті жауып тұратын тіректер мен арылық құрылыстардан тұрады. Көпірлерге жолды бөгеп тұрған су ағыны шегінде жиналып үйілетін үйінділерді алмастыратын құрылыстар жатады. Егер үйінді үю мүмкін болмаса немесе бұл экономикалық тұрғыдан өзін ақтамайтын болса, көпірлер жолдың ортасын су ағыны ғана емес терең жыралар, тау шатқалдары бөгеп тұрған жерлерге де салынады. Көпірдің мұндай түрі виадуктер (А.1-сурет) деп аталады.

Өтетін кедергілердің сипаты бойынша көпірлер су ағындары арқылы өтетін көпірлер, виадуктер, жол өтпелері мен эстакадалар болып бөлінеді.

Бір жол екінші жолдың үстімен өтетін көпір жол өтпесі деп аталады (А.2-сурет).

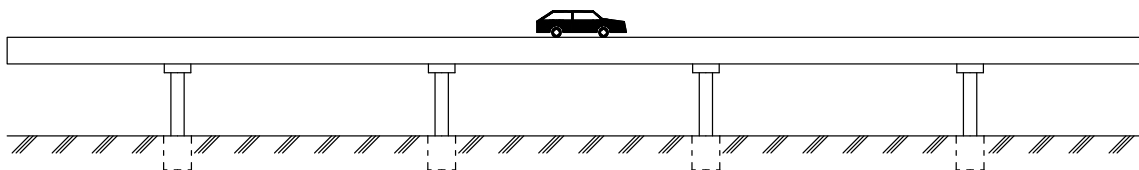


А.1-сурет– Жыраның үстімен салынған көпірдің сызбасы



А.2-сурет– Жол өтпесінің сызбасы

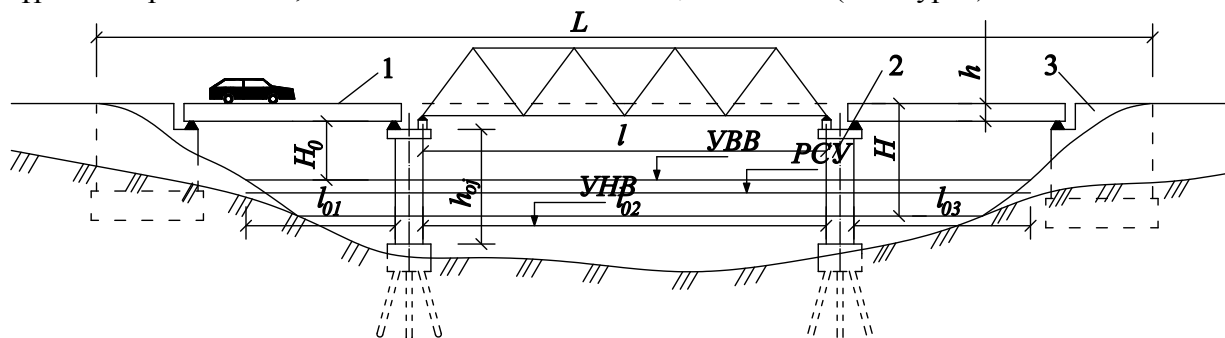
Жолды айналадағы аумақ пен жолдың астындағы бос кеңістіктің үстімен көтеруге арналған аралығы қашық құрылыстар эстакадалар деп аталады (А.3-сурет). Эстакадалар зауыт аумағы шегінде және үлкен көпірлерге жақындайтын жерлерде зауыт көлігіне, қалаларда жер үсті жолдарына арналып салынады.



А.3-сурет – Эстакаданың сызбасы

Жобалау кезінде арнауы мен жергілікті жағдайлардың ескерілуімен көпірдің негізгі параметрлері белгіленуі тиіс. Көпірлердің негізгі параметрлері болып, көпірдің ұзындығы L , көпірдің саңылауы L_0 , көпірдің биіктігі H , көпірдің астындағы бос биіктік H_0 , тіректің

биіктігі h_0 , есептелген аралық l , көпірдің ені w_b , аралық құрылыстың ені w_0 , жолдың көлік жүретін жерінің ені w , қозғалыс жолағының ені w_i табылады (А.4-сурет).



1 – аралық құрылыс; 2 – аралық тірек; 3 – тіреу

А.4-сурет– Көпір құрылысының сызбасы

А.2 Аралық құрылыс үшін қолданылатын материалдардың түрі бойынша ағаш көпірлер бүтін және желімделген ағаштан, сондай-ақ желімделген ағаш пен тақта түрінде темір-бетон қосындысынан жасалады. Соңғы уақытта ағаш көпірлер көбінесе желімделген ағаштың қолданылуымен жобаланады. Ағаш көпірдің аралық құрылысы желімделген жұқа тақтайлы конструкциялардың (аркалықтардың, фермалардың, аркалардың) пайдаланылуымен жобалануы мүмкін.

А.3 Ағаш көпірлер арнауы бойынша көлік жүретін көпірлер – автокөліктер мен жаяу жүргіншілерге арналған; темір-бетон көпірлер – темір жол пойыздарына арналған; қала көпірлері – автокөліктер мен жаяу жүргіншілерге арналған; жаяу жүргіншілер көпірлері – тек жаяу жүргіншілерге арналған; арнайы көпірлер – кабелдер мен құбырларға арналған болып жіктеледі.

Темір жол көпірлері негізінен, қандай да бір кедергілерден: жыралардан, сукоймалардан және шатқалдардан өтуге арналған. Темір жол көпірлері пойыз қозғалысынан келтірілетін үлкен жүктемені көтере алу үшін оларды болаттан немесе темір-бетоннан, сирек жағдайларда ағаштан жобалау қажет. Соңғы кездері Еуропа елдерінде темір жолдары өтетін жолдарға ағаш көпірлердің құрылысы жобаланбайды.

А.4 Ағаш көпірлерді төмендегідей жерлерге салуға жол беріледі:

а) Қазақстан Республикасының уәкілетті органының рұқсатымен және тиісті негіздеме болған жағдайда ғана темір жол желілеріне;

б) өнеркәсіптік кәсіпорындардың темір жолдарына – тапсырыс берушінің рұқсатымен;

в) III санаттан төмен автокөлік жолдарына (А.1-кесте) – шектеу қойылмай;

- аудан арнауындағы магистральды көшелерге (А.2-кесте): жергілікті атқарушы органдардың рұқсатымен – ең үлкен, алып, үлкен және орташа қалалар үшін;

- жергілікті атқарушы органдардың – шағын қалалар, кенттер және ауылдық елді мекендер үшін;

г) жергілікті арнауудағы көшелер мен жолдарда (А.2-кесте) – шектеу қойылмай.

Ағаш көпірлерге бетон немесе темірбетон тіректер қолданылған жағдайда соңғыларын ағаш аралық құрылыстарды темірбетонға ауыстырылатынының ескерілуімен жобалау қажет.

А.1-кесте – Автокөлік жолдарының санаты

Жолдың [26] бойынша санаты	Жолдың [ҚР ҚН EN 1991-2:2003/2011] берілетін ұсыныстар бойынша санаты	Көлік санаты
I - а I - б	1	Халықаралық көлік дәліздерінің құрамына кіретін, жүк көліктері ағынының қарқыны жоғары әр бағыт үшін қозғалыс жолағы екеу немесе одан көп жолдар мен автострадалар
II	2	Жүк көліктері ағынының қарқыны орташа жолдар мен автострадалар
III	3	Жүк көліктері ағынының қарқыны аз басты жолдар
IV		
V	4	Жүк көліктері ағынының қарқыны аз ауыл арасындағы жолдар
ЕСКЕРТПЕ Көлік ағындарына тиісті зерттеулер жүргізу кезінде және әрбір нақты жасанды құрылысқа келтірілетін қарқынды болжау кезінде осы кестеде көрсетілген өзге параметрлер пайдаланылуы мүмкін.		

А.2-кесте – Қала көшелері мен жолдардың санаты

Жолдар мен көшелердің санаты	Жолдар мен көшелердің негізгі арнауы
Магистральды көшелер: жалпықалалық арнауадағы: үзілмейтін қозғалыстың	Ең үлкен, алып, үлкен және орташа қалалардағы тұрғын, өнеркәсіптік аудандар, сонымен қатар өзге магистральды көшелер, қалалық және сыртқы автокөлік жолдар арасындағы көлік байланысы. Өртүрлі деңгейдегі негізгі бағыттар бойынша көлік қозғалысын қамтамасыз ету
реттелетін қозғалыстың	Тұрғын, өнеркәсіптік аудандар және қала орталығы, жоспарланған аудандардың орталықтары арасындағы көлік байланысы; магистральды көшелер мен жолдарға шығатын жолдар және сыртқы автокөлік жолдары. Магистральды көшелермен және жолдармен әдетте, бір деңгейде қиысулар

А.2-кесте – Қала көшелері мен жолдардың санаты (жалғасы)

Жолдар мен көшелердің санаты	Жолдар мен көшелердің негізгі арнауы
аудандық арнауадағы: көлік-жаяу жүргіншілер	Тұрғын аудандар арасындағы, сондай-ақ тұрғын және өнеркәсіптік аудандар, қоғамдық орталықтар арасындағы көлік және жаяу жүргіншілер байланысы, басқа магистральды көшелерге шығулар
жаяу -көлік жүргіншілер	Жоспарланған аудан шегіндегі жаяу жүргіншілер және көлік байланысы (негізінен, қоғамдық жолаушылар көлігі)
Жергілікті арнауадағы көшелер мен жолдар: тұрғын үйлер арасындағы көшелер	Тұрғын аудандар (ықшам аудандар) аумағындағы көлік (жүк және қоғамдық көлікті өткізбей) және жаяу жүргіншілер байланысы, магистральды көшелерге шығулар және қозғалысы реттелетін жолдар
ғылыми-өндірістік, өнеркәсіптік және ком- муналдық-қойма аймақ- тарындағы (аудан- дардағы) көшелер мен жолдар жаяу жүргіншілер көшелері мен жолдар Жаяуларға арналған көшелер мен жолдар	Аймақтар (аудандар) шегіндегі негізінен, жеңіл және жүк көлігінің көлік байланысы, магистральды қала жолдарына шығулар. Көшелер мен жолдардың қиысулары бір деңгейде жасалады
саябақ жолдары	Еңбек жұмсалатын жерлермен, қызмет көрсету мекемелерімен және кәсіпорындарымен, соның ішінде қоғамдық орталықтар шегінде, демалу орындарымен және қоғамдық көлік тоқтайтын аялдама пункттермен жаяу жүргіншілер байланысы
көлік жүретін жолдар	Негізінен, жеңіл автокөліктердің қозғалысына арналған саябақтар мен орман саябақтары шегіндегі көлік байланысы
велосипед жолдары	Көлік құралдарының тұрғын және қоғамдық ғимараттарға, мекемелерге, кәсіпорындарға және аудандар, ықшам аудандар мен кварталдардағы қала құрылыстарының басқа да нысандарына жақындайтын жол
	Көлік қозғалысының өзге түрлері жүрмейтін демалу орындарына, қоғамдық орталықтарға велосипедтермен өтетін жол, ал аса үлкен және үлкен қалаларда жоспарланған аудандар шегіндегі байланыс

А.2-кесте – Қала көшелері мен жолдардың санаты (жалғасы)

1-ЕСКЕРТПЕ Басты көшелер әдетте, көлік-жаяу жүргіншілер, жаяу жүргіншілер-көлік және жаяу жүргіншілер көшелерінің құрамынан бөлінеді және жалпықалалық орталықтың сәулет-жоспарлау құрылысының негізі болып табылады.

2-ЕСКЕРТПЕ Қалалардың көлемі мен жоспарлау конструкциясына, қозғалыс көлеміне байланысты көшелер мен жолдардың көрсетілген негізгі санаттарын толықтыруға немесе олардың толық емес құрамын қолдануға жол беріледі. Егер еңбек қозғалысына жұмсалатын есептелген уақыт нормативтік құжаттарда белгіленген мәннен асатын болса, арнайы негіздемелер болған жағдайда халық саны көп қала топтары үшін осы кестеде келтірілген магистральды көшелер мен жолдардың санатын алуға болады.

3-ЕСКЕРТПЕ Қайта құру жүріп жатқанда, сондай-ақ аудандық арнауадағы көшелер үшін трамвай-жаяу жүргіншілер, троллейбус-жаяу жүргіншілер, автобус-жаяу жүргіншілер қозғалысының ұйымдастырылуымен қоғамдық көлік құралдарының өтуіне арналған магистральдерді немесе олардың учаскелерін салуға жол беріледі.

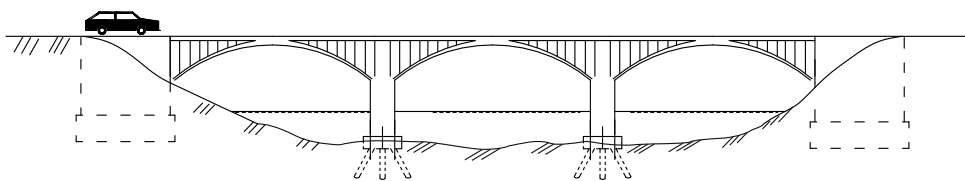
Елді мекендер (қалалық және ауылдық) топтарына бөлу А.3-кесте бойынша есептелген мерзімдегі халық санына байланысты айқындалады.

А.3-кесте – Қалалық және ауылдық елді мекендер топтарына бөлу

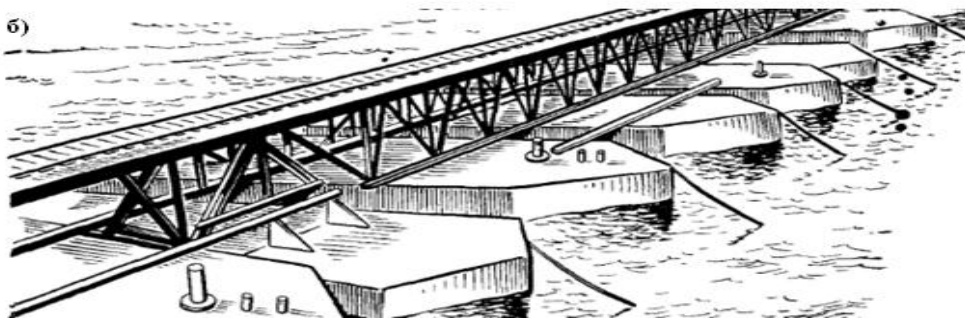
Елді мекендер топтары	Халық саны, мың адам	
	Қалалар	Ауылды мекендер
Аса үлкен	1000 жоғары	-
Алып	500 бастап, 1000 дейін	5 жоғары
	250 бастап, 500 дейін	3 бастап, 5 дейін
Үлкен	100 бастап, 250 дейін	1 бастап, 3 дейін
Орташа	50 бастап, 100 дейін	0,2 бастап, 1 дейін
Шағын ¹⁾	20 бастап, 50 дейін	0,05 бастап, 0,2 дейін
	10 бастап, 20 дейін	0,05 дейін
	10 дейін	
¹⁾ Шағын қалалар тобына қалалық типтегі ауылдар кіргізіледі.		

А.5 Тіректерінің түрі бойынша ағаш көпірлердің тіректері әдетте, қатты, ал сирек жағдайларда иілгіш болып жобаланады (А.5-сурет). Тіректері иілгіш көпірлер көп жағдайда уақытша пайдаланылады. Тіректері қатты көпір аралық құрылыстардан түсетін бүкіл қысымды іргетас пен өзі тұрған жабынға, ал тіректері иілгіш көпір болса суға түсіреді. Тіректері жұмсақ көпірлерге қарағанда, қатты көпірлердің айтарлықтай шөгіндісі болмайды.

а)



б)



а – тіректері қатты көпірлер, б – тіректері иілгіш көпірлер

А.5-сурет– Көпірлердің сызбалары

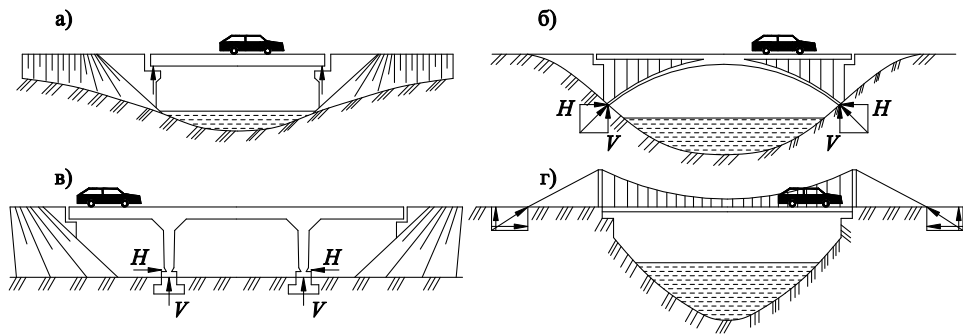
А.6 Аралық құрылыстың түрі бойынша ағаш көпірлер негізінен, жылжымайтын немесе арасы ашылмайтын, ал кейбір (жекелеген) жағдайларда арасы ашылатын болып жобаланады. Ағаш көпірлерді жобалаған кезде арасы ашылатын көпірлермен салыстырғанда арасы ашылмайтын көпірлердегі қозғалыс тоқталмайтынын ескеру қажет. Арасы ашылмайтын көпірлер болса, көпірдің биіктігін азайтуға мүмкіндік береді. Егер бұл кеме жүзу талаптарымен қарастырылған болса және аралық құрылысты кемелер өте алатындай биіктікке көтеру үнемді болмаса, көпірлер арасы ашылатын болып жобаланады.

А.7 Көпірдің ұзындығына байланысты олар шағын (ұзындығы 25 м дейін) [1,2], орташа (25 м – 100 м) және үлкен (ұзындығы 100 м артық) болуы мүмкін [4]. Ағаш көпірлердің ұзындығы негізінен, шағын және орташа болып жобаланады. Әлемде ұзындығы 100 м асатын ағаш көпірлер жоқ емес [3].

А.8 Аралық құрылыстардың көтергіш басты конструкциясының статикалық сызбасы бойынша ағаш көпірлер келесідей жобалануы мүмкін: аркалық жүйелі (А.6а-сурет – қималы емес және консольді); керме пайда болатын керме жүйелі (А.6б-сурет – аркалықты және А.6в-сурет - жиекті); алғашқы екі топтың жүйелері үлесетін аспалы және жинақтама жүйелердің.

Аркалы көпірлердің аралық құрылыстарының негізгі көтергіш конструкциялары болып, аркалықтар, плиталар немесе негізінен, майысып жұмыс істейтін аркалық фермалар табылады. Аркалық фермалардың конструкциясы бүтін аркалықтарға немесе плиталарға қарағанда торлы және өзара стерженді бөлшектермен біріккен болып келеді.

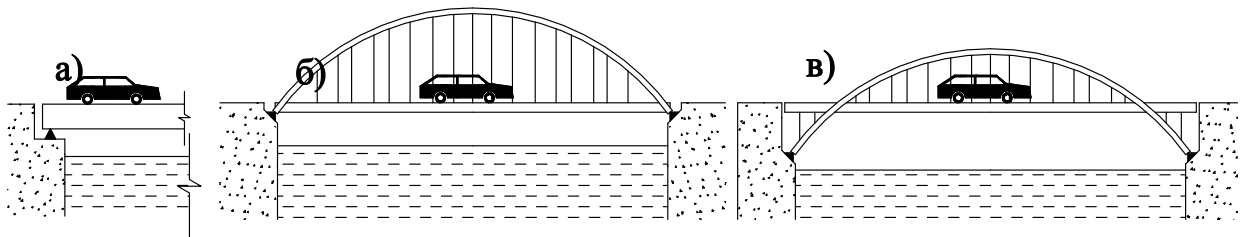
Аркалы көпірлердің аралық құрылыстарының негізгі көтергіш конструкциялары болып, аркалар немесе аркалы фермалар табылады. Аркалар мен аркалы фермалар тартпамен де, тартпасыз да жобалануы мүмкін. Тартпалары бар аркалар мен аркалы фермаларда кермені тартпаның өзі қабылдайды. Аркалар мен аркалы фермалар қысылған-майысатын бөлшектер ретінде жұмыс істейді.



А.6-сурет– Көпірдің негізгі жүйелерінің сызбалары

Аспалы көпірлер (А.6г-сурет) көлік жүретін бөлік ілінетін көпір конструкциясына негізгі көтергіш бөлік болып табылатын иілгіш бөлшектерден – тізбектерден немесе кабелдерден жобаланады. Мұндай жүйелер негізінен, жаяу жүргіншілерге арналған ағаш көпірлерді жобалау кезінде қолданылады. Статикалық қасиеттер тұрғысынан мұндай жүйе жинақталған болып табылады. Мұндай көпірдің тізбегі (кабелі) тартылуға жұмыс істейді, ал тізбектің тіректерге бекітілген жерінде керме пайда болады. Аспалы көпірлерге тігінен түсетін жүктеменің әсерінен жұмыс сипаты жағынан көпірдің көлік жүретін бөлігінің конструкциясы ілінетін кермелі фермаларды түзейтін иілгіш бөліктерден (болат қанаттардан) құралған кермелі көпірлер жақын келеді [3,4].

5.1.10 Көпірдің көлік жүретін бөлігінің орналасу деңгейі бойынша жүріспен: көлік жүретін бөлік аралық құрылыстардың үстінде орналасқанда үстімен (А.7а-сурет); көлік жүретін бөлік аралық құрылыстардың төменгі жағындағы болғанда астымен (7 б-сурет); көлік жүретін бөлік аралық құрылыс бөлігінің орташа биіктігінде болған уақытта ортасынан жобаланған (А.7в-сурет).

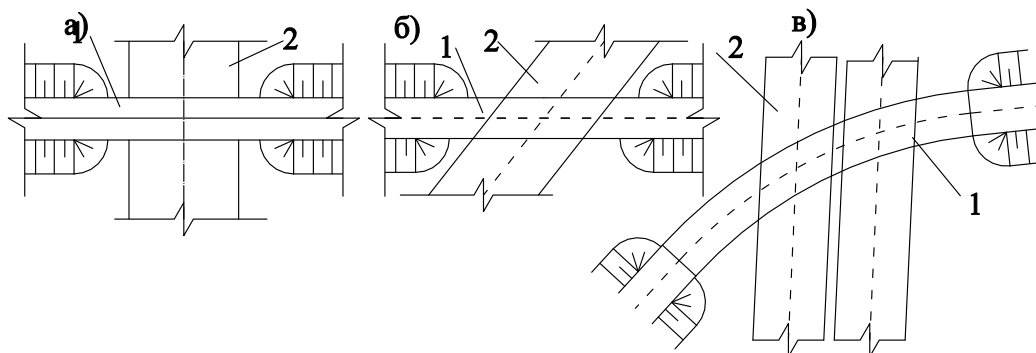


А.7-сурет – Көпірдің көлік жүретін бөліктерінің орналасу деңгейлері

Көпірлердің осы белгі бойынша жіктелуі көпірлерді жіктеу кезінде және оларды жергілікті шарттарға жазу кезінде ескеру керек болатын жұмыстағы айырмашылықтармен түсіндіріледі. Көлік жүретін бөліктің (фермалар, аркалар және т.с.с.) көтергіш басты конструкциялардың енді болуына байланысты қозғалыс астымен жүретін көпірлердің құрылысы, сондай-ақ фермалардың немесе аркалардың арасындағы байланыстардың орналасуы күрделенеді. Қозғалыс ортада болатын көпірлер өздерінің конструктивтік ерекшеліктеріне байланысты астымен жүретін көпірлерге жақын.

5.1.11 Көпірлер кедергілерден өту сипаты бойынша тік (А.8а-сурет), қиғаш (А.8б-сурет) және қисық сызықты болып жобалануы мүмкін. Тік көпірлерде оның осы өзен жағалауына және ағыс бағытына перпендикуляр, қиғаш көпірлерде тік бұрышпен кесіп өтпейді, қисық сызықты көпірлерде ұзындығы бойынша ауыспалы бұрышпен кесіп

өтеді. Ағаш көпірлер негізінен, тік немесе қиғаш көпірлер түрінде, ал қисық сызықты көпірлер жаяу жүргіншілер көпірлері ретінде жобаланады [4].



1 – көпір; 2 – кедергі

А.8-сурет– Көпірлердің кедергілерді кесіп өту сипаты бойынша түрлері

Б қосымшасы
(ақпараттық)

Есептеу мысалдары

Б.1 1-ші мысал

Б.1.1 Тапсырма

Автожол көпірді аралық салудың ағаш фермасының қиғаш қойылған тірегінің көтергіш қабілетінің осьтік созылу күшіне әсер етуінің шекті күйін тексеру. Күштердің сипаттамалық мәндері: тұрақты жүктемеден (жол жабынының, көпірдің және ферманың жүргінші жолы бөлігінің конструкциясының меншікті салмағы) $G_k = 21,0$ кН; айнымалы әсер етуден (көлік жүктемесі) $Q_k = 39,2$ кН. Бүтін ағаш элементінің қимасы $b \cdot h = 100 \times 200$ мм. Элементтің таза салмағының көлденең қимасының ауданы 5300 мм^2 құрайды. EN 338 сәйкес C30 ағашының беріктік класы. Пайдалану шартының класы – 2.

Осы тапсырманы шешу үшін келесі алгоритмді қабылдаймыз:

Б.1.2 Элементтің көлденең қимасының геометриялық сипаттамалары

- көлденең қиманың ені $b = 100$ мм;
- көлденең қиманың биіктігі $h = 200$ мм;
- көлденең қиманың ауданы $A = b \cdot h = 20000 \text{ мм}^2$;
- көлденең қиманың таза салмағының ең кіші ауданы $A_{\text{net}} = 18000 \text{ мм}^2$.

Б.1.3 Ағаш сипаттамаларын анықтау

Осы құралдың 6.2-кестесіне сәйкес C30 беріктік класы үшін талшықтардың бойымен созу кезіндегі ағаштың сипаттамалық беріктігінің мәні $f_{t,0,k} = 18 \text{ Н/мм}^2$.

Б.1.4 Материалдың әсер етуі және қасиеттері үшін жеке коэффициенттер мәндерін анықтау

Осы құралдың 5.10.25-тармағына сәйкес және ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 А.2.4(В)-кестесіне сәйкес ULS шекті күйлері үшін келесі әсер ету жағдайындағы жеке коэффициенттің мәндері:

- тұрақты әсер ету, $\gamma_G = 1,35$;
- айнымалы әсер ету, $\gamma_Q = 1,35$.

Осы құралдың 6.1-кестесіне сәйкес ағаш үшін материал қасиеттерінің жеке коэффициент мәні $\gamma_M = 1,45$.

Б.1.5 Элементтегі созылу күшінің есептік мәнін анықтау

Тұрақты және айнымалы әсер етулерден созылу күшінің есептік мәнін осы құралдың 5.10.25-тармағына және ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 А.2.4(B)-кестесіне сәйкес комбинация негізінде анықтаймыз:

$$N_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k; \quad N_d = 1,35 \times 21,0 + 1,35 \times 39,2 = 81,27 \text{ кН.}$$

Б.1.6 k_{mod} және k_h коэффициенттерінің мәндерін анықтау

k_{mod} коэффициентінің мәнін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (3.1-кесте) сәйкес анықтаймыз. Уақыт бойынша ең қысқа әсер ету көлік жүктемесінің әсер етуінен туындайтын күш болып табылады. Осы құралдың 5.6-кестесіне сәйкес көлік жүктемесі қысқа мерзімдіге жатады. Олай болса пайдаланудың 2-класы және қысқа мерзімді әсер ету үшін мәні $k_{\text{mod}} = 0,9$.

Көлденең қиманың ең үлкен өлшеміне қатысты k_h коэффициентінің мәнін келесі формуладан анықтаймыз:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} \text{ или } 1,3. \right.$$

Біздегі жағдай үшін максималды шама $h = 200$ мм. Олай болса $k_h = 0,94$.

Біздегі жағдайда жүйенің беріктік коэффициентінің мәні ескерілмейді, яғни $k_{\text{sys}} = 1$.

Б.1.7 Орталық-созылу элементтің беріктігін тексеру

ULS шекті күйі үшін максималды есептік күш тұрақты және қысқа мерзімді әсер етулерден тұратын әсер ету комбинацияларына сәйкес келеді.

Ағаш талшықтарының бойынша әсер етуші созылу кернеудің есептік мәнін келесі формуладан анықтаймыз:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_{\text{net}}}, \quad \sigma_{t,0,d} = 81270/18000 = 4,5 \text{ Н/мм}^2.$$

Талшықтардың бойымен созу кезіндегі ағаштың беріктігінің есептік мәнін формуладан анықтаймыз:

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_{\text{sys}} \cdot k_h \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M}, \quad f_{t,0,d} = (0,9 \times 1,0 \times 0,94 \times 18,0)/1,45 = 10,5 \text{ Н/мм}^2.$$

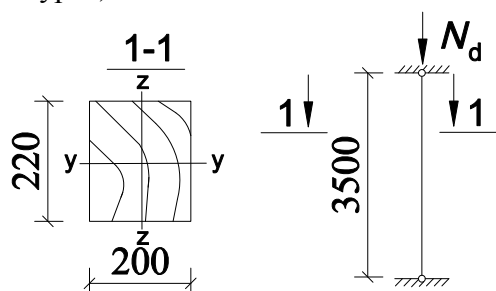
Созылу кернеуінің есептік мәні талшықтардың бойымен созу кезіндегі беріктіктің есептік мәнінен аз болғандықтан, яғни $4,5 < 10,5 \text{ кН/мм}^2$, көтергіш қабілеттің шекті

күйіндегі ферманың С27 элементінің ағаш беріктігінің класымен 100×200 мм көлденең қима ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 талаптарына сәйкес келеді.

Б.2 2-ші мысал

Б.2.1 Тапсырма

Ұштарына топсалы бекітілген көпірдің ағаш тіреуінің көтергіш қабілетінің шекті күйін тексеру. Тіреудің ұзындығы 3,5 м, ал көлденең қимасы $b \cdot h = 200 \times 220$ мм құрайды. Бағана С30 ағашының беріктік класы EN 338 сәйкес. Пайдалану шарттары бойынша класы – 2. Тіреу сипатты тұрақты сығылған осьтік әсер етуді 90 кН (көпірдің жүргінші бөлігінің меншікті салмағы) және сипаттамалық айнымалы қысқа мерзімді сығылған осьтік әсер етуді 140 кН қабылдайды (Б.1-сурет).



Б.1-сурет – Тіреудің есептік сызбасы

Осы тапсырманы шешу үшін келесі алгоритмді қабылдаймыз:

Б.2.2 Тіреудің геометриялық сипаттамалары

- тіреу ұзындығы $L = 3500$ мм;
- у-у осіне қатысты тіреудің есептік ұзындығы $L_{E,y} = 1,0 \times L = 3500$ мм;
- z-z осіне қатысты тіреудің есептік ұзындығы $L_{E,z} = 1,0 \times L = 3500$ мм;
- тіреудің көлденең қимасының ені $b = 200$ мм;
- тіреудің көлденең қимасының биіктігі $h = 220$ мм;
- тіреудің көлденең қимасының ауданы $A = b \times h = 44000$ мм²;
- у-у осіне қатысты қиманың инерция моменті,
$$I_y = \frac{bh^3}{12} = 1,77 \times 10^8 \text{ мм}^4;$$
- у-у осіне қатысты қиманың инерция радиусі,
$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 63,5 \text{ мм};$$
- у-у осіне қатысты икемділігі,
$$\lambda_y = \frac{L_{E,y}}{i_y} = 55,1;$$
- z-z осіне қатысты қиманың инерция моменті,
$$I_z = \frac{b^3h}{12} = 1,46 \times 10^8 \text{ мм}^4;$$
- z-z осіне қатысты қиманың инерция радиусі,
$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 57,7 \text{ мм};$$

- z-zосіне қатысты икемділігі,

$$\lambda_z = \frac{L_{E,z}}{i_z} = 60,6.$$

Б.2.3 Ағаш сипаттамаларын анықтау

Осы құралдың 6.3-кестесіне сәйкес С30 беріктік класы үшін талшықтардың бойымен созу кезіндегі ағаштың сипаттамалық беріктігінің мәні $f_{c,0,k} = 23 \text{ Н/мм}^2$;

талшықтардың бойымен созу кезіндегі С30 беріктік класты ағаш серпімділігінің модулінің 5 % -ды квантиль мәні, $E_{0,05} = 8000 \text{ Н/мм}^2$.

Б.2.4 Жеке коэффициенттер мәндерін анықтау

Осы құралдың 5.10.25-тармағына сәйкес және ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 А.2.4(В)-кестесіне сәйкес ULS шекті күйлері үшін келесі әсер етулердегі жеке коэффициент мәндері:

- тұрақты әсер ету, $\gamma_G = 1,35$;

- айнымалы әсер ету, $\gamma_Q = 1,35$.

Осы құралдың 6.1-кестесіне сәйкес ағаш үшін материал қасиеттерінің жеке коэффициент мәні $\gamma_M = 1,45$.

Б.2.5 Элементтегі сығу күшінің есептік мәнін анықтау

Тұрақты сығу күшінің сипаттамалық мәні, $G_k = 90 \text{ кН}$;

Қысқа мерзімді айнымалы сығу күшінің сипаттамалық мәні, $Q_k = 140 \text{ кН}$;

Тұрақты және қысқа мерзімді айнымалы әсер етулер әрекетінен есептік сығу күшінің мәнін комбинация негізінде анықтаймыз

$$N_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k; \quad N_d = 1,35 \times 90 + 1,35 \times 140 = 310,5 \text{ кН}.$$

Б.2.6 Жеке коэффициенттердің мәндерін анықтау

k_{mod} коэффициентінің мәнін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (3.1-кесте) сәйкес анықтаймыз. Уақыт бойынша ең қысқа әсер ету көлік жүктемесінің әсер етуінен туындайтын күш болып табылады. Осы құралдың 6.1-кестесіне сәйкес көлік жүктемесі қысқа мерзімдіге жатады. Олай болса пайдаланудың 2-класы және қысқа мерзімді әсер ету үшін мәні $k_{mod} = 0,9$.

Біздегі жағдайда жүйе беріктігі коэффициентінің мәні ескерілмейді, яғни $k_{sys} = 1$.

Б.2.7 Сығуда тіреудің беріктігін тексеру

USL шартынан максималды есептік жүктеме тұрақты және қысқа мерзімді айнымалы әсер етуден комбинацияға сәйкес келеді.

Сығылу кернеуінің есептік мәнін анықтаймыз,

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = 7,06 \text{ Н/мм}^2.$$

Талшықтардың бойымен сығу кезіндегі ағаштың беріктігінің есептік мәнін анықтаймыз,

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_{\text{sys}} \cdot k_h \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 14,3 \text{ Н/мм}^2.$$

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.3.2) талаптарына сәйкес көлденең иілуге кедергі шарттарынан баған қимасының беріктігін тексереміз:

- у-у осіне қатысты тіреудің салыстырмалы икемділігін анықтаймыз,

$$\lambda_{\text{rel},y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{55,1}{3,14} \sqrt{\frac{23}{8000}} = 0,94;$$

- z-z осіне қатысты тіреудің салыстырмалы икемділігін анықтаймыз,

$$\lambda_{\text{rel},z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{60,6}{3,14} \sqrt{\frac{23}{8000}} = 1,03.$$

Салыстырмалы икемділіктің екі мәні де 0,3 қарағанда көп болғандықтан ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.3.2(3)) шарты сақталуы тиіс. Олай болса:

- бағандар үшін салыстырмалы икемділіктің максималды мәні, $\lambda_{\text{rel},z} = 1,03$;
- ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (6.28) формуласына сәйкес ағаш үшін β_c коэффициенті 0,2-ге тең болады.

Коэффициентті анықтаймыз,

$$k_z = 0,5 \left[1 + \beta_c (\lambda_{\text{rel},z} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},z}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,2(1,03 - 0,3) + 1,03^2 \right] = 1,1.$$

Олай болса көлденең иілу коэффициенті, $k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{\text{rel},z}^2}} = 0,67.$

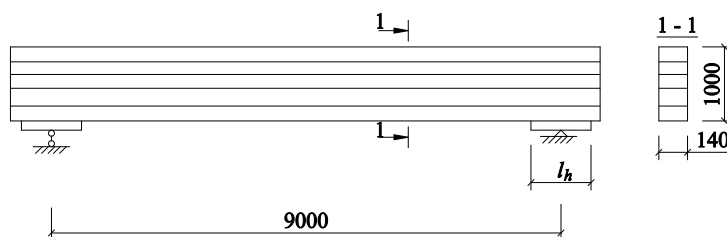
Кернеудің есептік мәнінің тіреудің көлденең иілуінен беріктіктің есептік мәніне қатынас шамасын анықтаймыз, $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} = \frac{7,06}{0,67 \times 14,3} = 0,74 < 1.$

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.3.2(3)-тармағының шарты сақталатын болғандықтан тіреудің көтергіш қабілетінің шекті күйі қамтамасыз етілді.

Б.3 3-ші мысал

Б.3.1 Тапсырма

9 м аралықты автожол көпірінің бір аралықты құрылысының 140×1000 мм тік бұрышты қимасының қабатты желімделген ағаштан жасалған (беріктік класы GL32h EN 1194 сәйкес) арқалықтың көтергіш қабілетінің шекті күйлерін тексеру (Б.2-сурет). Тірек алаңдарының ұзындығы 300 мм. Көлденең бағыттағы арқалық гидро окшаурлау және асфальт-бетон қабаты төселген төсемнің көп қабатты плитасымен бекітілген. Арқалық келесі күштерді қабылдайды: тұрақты біркелкі тегістелген жүктеменің әсер етуінен аралық ортасындағы иілу моменті $M_{G,k} = 27,34$ кН·м; көлік жүктемесінің әсер етуінен аралық ортасындағы иілу моменті $M_{Q,k} = 303,75$ кН·м; тұрақты біркелкі тегістелген жүктеменің әсер етуінен арқалықтың тіреу қимасындағы көлденең күш $V_{G,k} = 12,15$ кН; көлік жүктемесінің әсер етуінен арқалықтың тіреу қимасындағы көлденең күш $V_{Q,k} = 135$ кН. Пайдалану класы – 2.



Б.2-сурет – Арқалық сызбасы

Осы тапсырманы шешу үшін келесі алгоритмді қабылдаймыз:

Б.3.2 Арқалықтың геометриялық сипаттамалары

- арқалық ені $b = 140$ мм;
- қима биіктігі $h = 1000$ мм;
- арқалықтың есептік аралығы $l_c = 9$ м;
- арқалықтың тірек ауданының ұзындығы $l_b = 300$ мм;
- у-у осіне қатысты арқалық қимасының кедергі моменті

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{140 \times 1000^2}{6} = 233,3 \times 10^5 \text{ мм}^3.$$

Б.3.3 Біркелкі қабатты желімделген ағаштың сипаттамаларын анықтау

GL32h беріктік класы үшін біркелкі қабатты желімделген ағаштың барлық сипаттамалық мәндерін осы құралдың 6.5-кестесінен қабылдаймыз.

Иілу кезіндегі беріктіктің сипаттамалық мәні $f_{m,g,k} = 32$ Н/мм².

Жылжыту кезіндегі беріктіктің сипаттамалық мәні $f_{v,g,k} = 3,8$ Н/мм².

Мыжылу кезіндегі беріктіктің сипаттамалық мәні $f_{c,90,g,k} = 3,3$ Н/мм².

Талшықтар бойындағы серпімділіктің орташа модулі $E_{0,g,mean} = 13700$ Н/мм².

Талшықтар бойындағы серпімділік модулінің мәні $E_{0,05,g} = 11100$ Н/мм².

Жылжыту модулінің орташа мәні $G_{0,g,mean} = 850$ Н/мм².

$$\text{Жылжыту модулінің мәні } G_{0,05,g} = \frac{E_{0,05,g}}{16} = 694 \text{ Н/мм}^2.$$

Б.3.4 Жеке коэффициенттердің мәндерін анықтау

Осы құралдың 5.10.25-тармағына сәйкес және ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 А.2.4(В)-кестесіне сәйкес көтергіш қабілетінің шекті күйлері үшін келесі әрекет ету жағдайында γ жеке коэффициент мәндері:

- тұрақты әсер ету, $\gamma_G = 1,35$;
- айнымалы әсер ету (көлік жүктемесі), $\gamma_Q = 1,35$.

Осы құралдың 6.1-кестесіне сәйкес ағаш үшін материал қасиеттерінің жеке коэффициент мәні $\gamma_M = 1,4$.

Б.3.5 Тұрақты және айнымалы (көлік) жүктемелерінің әсер етуінен арқалықта туындайтын күштердің есептік мәндерін анықтау

Тұрақты және айнымалы жүктемелерінің әсер етуінен арқалықта туындайтын күштердің есептік мәндерін ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 А.2.4(В)-кестесінің талаптарына сәйкес тіркестер негізінде анықтаймыз:

- арқалықтың аралық ортасындағы иілу моментінің есептік мәні

$$M_d = \gamma_G \cdot M_{G,k} + \gamma_Q \cdot M_{Q,k} = 1,35 \times 27,34 + 1,35 \times 303,75 = 447 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- арқалықтың тірек қимасында әсер ететін көлденең күшінің есептік мәні

$$V_d = \gamma_G \cdot V_{G,k} + \gamma_Q \cdot V_{Q,k} = 1,35 \times 12,15 + 1,35 \times 135 = 198,65 \text{ кН}.$$

Б.3.6 k_{mod} , k_h , k_{crit} , $k_{c,90}$ және k_{sys} жеке коэффициенттерінің мәндерін анықтау

k_{mod} коэффициент мәнін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (3.1-кесте) бойынша анықтаймыз. Уақыт бойынша ең қысқа әсер ету көлік жүктемесінің әсер етуінен туындайтын күш болып табылады. Осы құралдың 5.6-кестесіне сәйкес көлік жүктемесі қысқа мерзімдіге жатады. Олай болса пайдаланудың 2-класы және қысқа мерзімді әсер ету үшін мәні $k_{mod} = 0,9$.

Біздегі жағдайда жүйе беріктігі коэффициентінің мәні ескерілмейді, яғни $k_{sys} = 1$.

Арқалық қимасының биіктігі $h = 1000 \text{ мм}$ 600 мм көп болғандықтан ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 3.3(3)-тармағына сәйкес коэффициент мәні $k_h = 1$.

Арқалықтың тіреу аймақтарындағы мыжылу кернеуінің таралуын ескеретін $k_{c,90}$ коэффициентін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.5(1)-тармағына сәйкес қабылдаймыз, яғни $k_{c,90} = 1$.

Біздегі жағдайда жүйе беріктігі коэффициентінің мәні ескерілмейді, яғни $k_{sys} = 1$.

Б.3.7 Иілу моментінің әсер етуінен аралық ортасындағы арқалық беріктігін тексеру

$$\text{Есептік кернеуді анықтаймыз } \sigma_{m,y,d} = \frac{M_d}{W_y} = \frac{447 \times 10^6}{233,3 \times 10^5} = 19,16 \text{ Н/мм}^2.$$

Иілу кезіндегі қабатты желімделген ағаштың беріктігінің есептік мәнін анықтаймыз.

$$f_{m,q,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{m,q,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \times 1 \times 32}{1,4} = 20,57 \text{ Н/мм}^2.$$

$\sigma_{m,q,d} < f_{m,y,d}$ болғандықтан иілу моментінің M_d әсер етуінен арқалық беріктігі қамтамасыз етілді.

Б.3.8 Көлденең күштің (жылжудан) V_d есептік мәнінің әсер етуінен арқалықтың тірек қимасының беріктігін тексеру

Осы құралдың (8.40) формуласын қолдана отырып, арқалықтың тірек қимасындағы $\tau_{v,d}$ ұсатылатын кернеулердің есептік мәнін анықтаймыз.

$$\tau_{v,d} = 1,5 \frac{V_d}{b \cdot k_{cr} \cdot h} = 1,5 \frac{198650}{140 \times 0,67 \times 1000} = 2,12 \text{ Н/мм}^2.$$

Жылжыту кезіндегі қабатты желімделген ағаштың беріктігінің есептік мәнін анықтаймыз,

$$f_{v,q,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{v,q,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \times 1 \times 3,8}{1,4} = 2,4 \text{ Н/мм}^2.$$

$\tau_{v,d} < f_{v,d}$ болғандықтан көлденең күштің V_d әсер етуінен тірек қимасындағы арқалық беріктігі қамтамасыз етілді.

Б.3.9 Ағаштың талшықтарға көлденең мыжылуынан арқалықтың тірек алаңдарының беріктігін тексеру

Арқалық ағашының тірек алаңдарының астында мыжылуын тудыратын жүктеменің есептік мәні $V_d = 198,65$ кН реакциясының шамасы болып табылады.

Тірек алаңының геометриялық параметрлерін анықтаймыз:

- тірек алаңының тиімді ұзындығы $l_{ef} = l_b + 2 \times 30 = 360$ мм;
- байланыстың тиімді ауданы $A_{ef} = l_{ef} \times b = 50400$ мм².

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 6.1.5-тармағының талаптарын басшылыққа ала отырып, арқалықтың тірек алаңдарының астындағы $\sigma_{c,90,d}$ мыжылу кернеуінің есептік мәнін анықтаймыз.

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{V_d}{b \cdot l_b} = \frac{198650}{140 \times 300} = 3,94 \text{ Н/мм}^2.$$

Талшықтарға көлденең сығу кезіндегі қабатты желімделген ағаштың беріктігінің есептік мәнін анықтаймыз

$$f_{c,90,q,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,90,q,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \times 1 \times 3,3}{1,4} = 2,12 \text{ Н/мм}^2.$$

$\sigma_{c,90,d} > f_{c,90,q,d}$ болғандықтан арқалықтың тірек алаңдарының беріктігі $l_b = 300$ мм кезінде қамтамасыз етілмеген.

Арқалықтың тірек алаңдарының көтергіш қабілетін ұлғайту үшін тіреу ұзындығын арттыру керек.

Тірек алаңының ұзындығын талшықтарға көлденең мыжылуына ағаш беріктігінің шартарынан анықтаймыз, яғни қосылудың тиімді ауданы келесіге тең болады

$$A_{ef}^u = \frac{V_d}{f_{c,90,q,d}} = \frac{198650}{2,12} = 93703 \text{ мм}^2,$$

ал тірек алаңының қажетті ұзындығы кем емес болуы керек

$$l_b^u = \frac{A_{ef}^u}{b} - 2 \times 30 = \frac{93703}{140} = 670 - 2 \times 30 = 610 \text{ мм}.$$

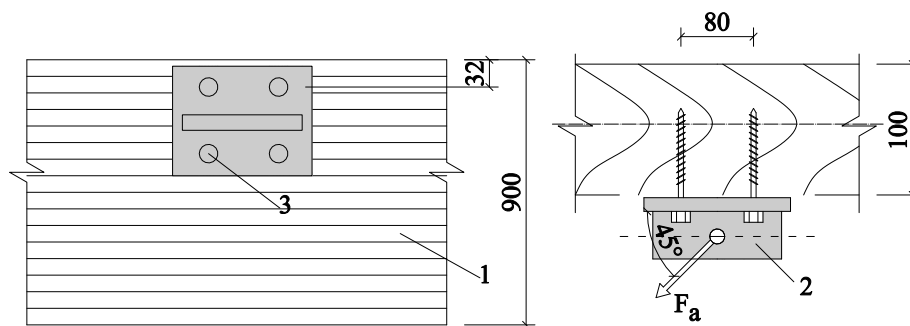
Тірек алаңының ұзындығын $l_b = 610$ мм қабылдаймыз.

Б.4 4-ші мысал

Б.4.1 Тапсырма

Созылған элементті көпірдің көлденең байланысты фермасымен бекіту үшін қалыңдығы 8 мм аз көміртекті болаттан жасалған металл кронштейн қолданылады. Кронштейн аралық құрылыстың ағаш арқалығына шаршы бастиегі бар 4 бұрамашегенің көмегімен бекітілген (Б.3-сурет). Кронштейн көпірдің бойлық осіне 45° бұрышпен бағытталған ($F_{d,max} = 15$ кН максималды мәні; $F_{d,min} = 10$ кН минималды мәні) есептік күші созылымды әсерге ұшыраған. Есептік созылымды күш жел жүктемесінің әсерінен туындаған. Кронштейнді бекіту үшін қолданылатын бұрамашегелерде шаршы бастиегі бар. Бұрамашегелер диаметрі 8 мм, ұзындығы 130 мм, созу кезіндегі беріктігі $f_{ub} = 400 \text{ Н/мм}^2$. Бұрамашегелерді орнату алдын ала тесу арқылы орындалады. Қабатты желімделген ағаштың беріктік класы – EN 1194 сәйкес GL32h, түйін үшін пайдалану шартының класы – 2. Болат пластинадағы саңылауға арналған кіру тесігі 0,5 мм құрайды.

Кронштейнді бекіту есептік созылу күшінің әсерін 15 кН қабылдауға қабілетін тексеріңіз.



1 – қабатты желімделген ағаштан жасалған ағаш арқалық; 2 – кронштейн;
3 – бұрамашегелер

Б.3-сурет – Түйін сызбасы

Б.4.2 Қосылыстардың геометриялық сипаттамалары

- болат кронштейннің қалыңдығы, $t_1 = 8$ мм;
- ағаш арқылақтың ені, $t_2 = 100$ мм;
- ағаш арқалықтың биіктігі, $h = 900$ мм;
- шаршы бастиегі бар бұрама диаметрі, $d = 8$ мм;
- шаршы бастиегі бар бұрамае ұзындығы, $l_{\text{screw}} = 130$ мм;
- созу кезіндегі беріктігін есептеуге арналған шаршы бастиегі бар бұрама диаметрі, $d_1 = 0,7d = 5,6 \times 10^{-3}$ м;
- ағаштағы бұрамашегенің тегіс (ойылмаған) бөлігін тереңдету, $t_{\text{pen}} = 1/3 \cdot l_{\text{screw}} - t_1 = 35,33$ мм;
- бұраманың тегіс бетінің тереңдетудің бұрама диаметріне қатынасы, $t_{\text{pen}}/d = 4,42$, яғни қатынасы 4-тен көп, сондықтан бұраманы иілуге есептеу кезінде $d > 6$ мм болғандықтан толық диаметрі қолданылуы мүмкін, шаршы бастиегі бар бұрамалар бұрандамалар секілді жіктеледі (8.7.1(2)-тармақ ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011);
- шаршы бастиегі бар бұраманың бұранда бөлігін тереңдету, $l_{\text{ef}} = (2/3) \cdot l_{\text{screw}} = 86,67$ мм;
- бұраманың саны, $n = 4$;
- талшықтардың бойымен бұрамашегелердің қадамы, $a_1 = 80$ мм;
- бұрама осінен арқалықтың жүктелген шетіне дейінгі арақашықтығы, $a_{4,t} = 36$ мм.

Б.4.3 Түйінде қолданылатын әсерлер

Қосылысқа әсер ететін есептік жүктеме, $F_{d,\text{max}} = 15$ кН.

Қосылысқа әсер ететін есептік осьтік жүктеме,
 $F_{ax,d,\text{max}} = F_{d,\text{max}} \cdot \sin(45^\circ) = 10,61$ кН.

Қосылысқа әсер ететін есептік көлденең жүктеме,
 $F_{v,d,\text{max}} = F_{d,\text{max}} \cdot \cos(45^\circ) = 10,61$ кН.

Б.4.4 Қабатты желімделген ағаштың және шаршы бастиегі бар бұрамалардың сипаттамалары

Осы құралдың 6.5-кестесіне сәйкес GL32h беріктік класы үшін біркелкі қабатты желімделген ағаштың беріктігінің сипаттамалық мәні $\rho_{g,k} = 430 \text{ кг/м}^3$ тең болады.

Шаршы бастиегі бар бұрамашегелер үшін созу кезіндегі беріктігі, $f_{uk} = 400 \text{ Н/мм}^2$.

Б.4.5 Жеке коэффициенттердің мәндерін анықтау

Осы құралдың 6.1-кестесіне сәйкес қосылыстар үшін материал қасиеттерінің жеке коэффициент мәні $\gamma_M = 1,4$.

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 3.1-кестесіне сәйкесқысқа мерзімді жүктеме және пайдалану шарттары үшін коэффициент 2, $k_{mod} = 0,9$.

Б.4.6 Қысып енгізу кезіндегі ағаштың беріктігін анықтау

Талшықтар бойындағы ағашқа бұраманы қысып енгізу кезіндегі оның беріктігінің $f_{h,0,k}$ сипаттамалық мәнін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.32) формуласы бойынша анықтаймыз.

$$f_{h,0,k} = 0,082 \times (1-0,01d) \rho_{g,k} = 32,4 \text{ Н/мм}^2.$$

Б.4.7 Шаршы бастиегі бар бұраманың созылымды деформациялану моментінің шамасын анықтаймыз

Шаршы бастиегі бар бұраманың созылымды деформациялану моментінің сипаттамалық мәнін ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.30) формуласы бойынша анықтаймыз.

$$M_{y,Rk} = 0,3f_{uk} d^{2,6} = 2,67 \times 10^4 \text{ Н·мм}.$$

Б.4.8 Қосылыстардағы бұрамаларды созу (суыру) кезіндегі көтергіш қабілетін анықтау

Бұраманың кесілген бөлігін суыру кезіндегі $f_{ax,k}$ беріктігінің сипаттамалық мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.40) формуласы бойынша анықталады.

$$f_{ax,k} = 3,6 \times 10^{-3} \cdot (\rho_{g,k})^{1,5} = 32,1 \text{ Н/мм}^2.$$

$Fl_{ax,Rk}$ созылу кезіндегі қосылыстардың көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәнін бұраманы ағаштан суырған кездегі беріктік шартынан анықтаймыз.

$$Fl_{ax,Rk} = n^{0,9} [\pi \cdot d \cdot (l_{ef} - d)]^{0,8} \cdot f_{ax,k} = 4,84 \times 10^4 \text{ Н}.$$

Шаршы бастиегі бар бұраманы созған кездегі $F_{s_{ax,Rk}}$ көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәнін ҚР ҚН EN 1993-1-8:2006/2011 бойынша созылу кезіндегі болаттың беріктік шартынан анықтаймыз.

$$F_{s_{ax,Rk}} = n \cdot f_{uk} \cdot [\pi \cdot (0,7 \cdot d)^2 / 4] = 3,94 \times 10^4 \text{ Н.}$$

Бұраманы созған кездегі қосылыстардың көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәні үшін $F_{l_{ax,Rk}}$ және $F_{s_{ax,Rk}}$ ең кіші мәнді қабылдаймыз, яғни $F_{ax,Rk} = F_{s_{ax,Rk}} = 3,94 \times 10^4 \text{ Н.}$

Созылу кезіндегі қосылыстардың көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәнін формула бойынша анықтаймыз:

$$F_{ax,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot F_{ax,k} = \frac{0,9}{1,4} \times 3,94 \times 10^4 = 2,53 \times 10^4 \text{ Н}$$

Б.4.9 Жылжитын құраушылардың бұрамаларының көтергіш қабілетін анықтау

Кронштейнді көпірдің аралық құрылысының ағаш арқалығымен қосылыстарындағы жылжыту күшінің әсерінен көтергіш қабілетін анықтау кезінде пластинаның қалыңдығы бойынша «болат-ағаш» бір қималы қосылысты қай түріне жатқызу керектігін белгілеу қажет. Бұл үшін $t_1/d = 8/8 = 1$ қатынасының шамасын анықтаймыз. $t_1/d = 1$ қатынасы және болат пластинадағы саңылауға кронштейннің кіруі $0,1d$ кіші болғандықтан, «болат-ағаш» қосылыстындағы болат пластинаны қалың пластинамен қабылдау керек.

Бір жылжыту жазықтығымен «болат-ағашты» шаршы бастиегі бар бұрамалармен қосу үшін жылжыту жазықтығындағы көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәні ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.10) формуласындағы ең азына тең.

Бұраманың (анкерлеу) t_1 тереңдігін анықтаймыз.

$$t_1 = l_{screw} - t_1 = 122 \text{ мм.}$$

Олай болса ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.10) формуласына сәйкес :

- қирату түрі үшін (c)

$$F_{v,Rd(c)} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 3,16 \times 10^4 \text{ Н;}$$

- қирату түрі үшін (d)

$$F_{v,Rd(d)} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 4,23 \times 10^4 \text{ Н;}$$

- қирату түрі үшін (e)

$$F_{v,Rd(e)} = 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1,59 \times 10^4 \text{ Н.}$$

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 8.2.2(2)-тармағының талаптарына сәйкес бұрамалардың көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәнін анықтау кезінде ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.10) формуласындағы $F_{ax}/4$ қосылғышы нөлге тең болады. Олай болса:

- қирату түрі үшін (d)

$$F_{v,Rd(dd)} = 2 \cdot f_{h,k} \cdot t_l \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_l^2}} - 1 \right] = 6,49 \times 10^4 \text{ Н};$$

- қирату түрі үшін (e)

$$F_{v,Rd(ee)} = 2 \times 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 1,21 \times 10^4 \text{ Н}.$$

Орындалған есептеулер негізінде шаршы бастиегі бар бұрама бойынша жылжыту жазықтығындағы көтергіш қабілетінің сипаттамалық мәні келесіге тең болады:

$$F_{v,Rd} = \min(F_{v,Rk(c)}, F_{v,Rk(d)}, F_{v,Rk(e)}, F_{v,Rk(dd)}, F_{v,Rk(ee)}) = 1,21 \times 10^4 \text{ Н}$$

ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 8.5.1.1(4)-тармағына сәйкес шаршы бастиегі бар бұрамалардың есептік мөлшерін талшықтар бойындағы сызық бойынша анықтаймыз, n_{ef} :

$$n_{ef} = \min \left[\frac{n}{2}, \left(\frac{n}{2} \right)^{0,9} \cdot \left(\frac{a_1}{13d} \right)^{0,25} \right] = 1,75.$$

Қосылыстарда шаршы бастиегі бар бұрамалардың екі қатары бар екендігін ескере отырып, қосылыстардың жылжудан көтергіш қабілетінің есептік мәнін анықтаймыз.

$$F_{v,Rd} = \frac{2 \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_M} = \frac{2 \times 1,75 \times 0,9 \times 1,21 \times 10^4}{1,4} = 2,72 \times 10^4 \text{ Н}.$$

Қосылысқа әсер ететін көлденең бағыттағы есептік мәні $F_{v,d} = 1,06 \times 10^4 \text{ Н}$, яғни шарт орындалады.

Б.4.10 Жылжыту және суыру күштерінің бұрамаға ортақ әсер етуінен қосылыстардың көтергіш қабілетін тексереміз

Осы тексеруді ҚР ҚН EN 1995-1-1:2008/2011 (8.28) формуланы қолдану арқылы орындаймыз.

$$\left(\frac{F_{ax,d,max}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,d,max}}{F_{v,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{1,061 \times 10^4}{2,53 \times 10^4} \right)^2 + \left(\frac{1,061 \times 10^4}{2,72 \times 10^4} \right)^2 = 0,33.$$

0,33 мәні 1-ден аз болғандықтан, қосылыстардың көтергіш қабілеті түйінде қолданылатын күштерді қабылдау үшін жеткілікті.

Б.4.11 Қосылымдардың қажулыққа тексеруін орындау

Қосылымдардың қажулыққа тексеруін орындаудың қажеттілігін анықтау үшін жүктемелердің максималды және минималды есептік мәндерінің $F_{ax,d,max}$, $F_{v,d,max}$, $F_{ax,d,min}$, $F_{v,d,min}$ қосылыстарға әсері ҚР ҚН EN 1995-2:2008/2011 А.1 тармағының талаптары басшылыққа алынады.

Жүктемелердің минималды есептік мәндерін анықтау;

– қосылыстарға әсер ететін, осьтік жүктеме, $F_{ax,d,min} = F_{d,min} \cdot \sin(45^\circ) = 7,07 \text{ кН}$.

– қосылыстарға әсер ететін, көлденең жүктеме, $F_{v,d,min} = F_{d,min} \cdot \cos(45^\circ) = 7,07 \text{ кН}$.

Жылжыту және созылуға қажылуын есептеген кезде қосылыстардың көтергіш қабілетінің есептік мәнін анықтау ҚР ҚН EN 1995-2:2008/2011 А.1 тармағы талаптарын және ҚР ҚН EN 1995-2:2008/2011 2.4.3(1)Р тармағы талаптарын есепке ала отырып келесі формула бойынша орындалады:

$$F_{ax,Rd,fat} = \frac{k_{mod}}{\gamma_{M,fat}} \cdot F_{ax,k} = \frac{1}{1,0} \times 3,94 \times 10^4 = 3,94 \times 10^4 \text{ Н},$$

$$F_{v,Rd,fat} = \frac{2 \cdot n_{ef} \cdot k_{mod} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_{M,fat}} = \frac{2 \times 1,75 \times 1,0 \times 1,21 \times 10^4}{1,0} = 4,23 \times 10^4 \text{ Н},$$

мұнда k_{mod} – түрлендіру (келтіру) коэффициенті, қажулықты есептеген кезде 1-ге тең болып қабылданады;

$\gamma_{M,fat}$ – материал қасиеті коэффициенті, осы құралдың 6.1-кестесіне сәйкес қажулықты есептеген кезде 1-ге тең болып қабылданады;

Қосылыстар үшін k коэффициентінің мәнін анықтау:

– созылуға максималды және минималды жүктемесінің әсерінен:

$$k_t = \frac{|F_{ax,d,max} - F_{ax,d,min}|}{F_{ax,Rd,fat}} = \frac{|1,61 \times 10^4 - 0,707 \times 10^4|}{3,94 \times 10^4} = 0,23;$$

– жылжуға максималды және минималды жүктемесінің әсерінен:

$$k_v = \frac{|F_{v,d,max} - F_{v,d,min}|}{F_{v,Rd,fat}} = \frac{|1,61 \times 10^4 - 0,707 \times 10^4|}{4,23 \times 10^4} = 0,21.$$

k_t и k_v коэффициенттерінің мәні 0,4 кем болғандықтан, ҚР ҚН EN 1995-2:2008/2011 А.1(3) тармағы талаптарына сәйкес қажулықтыққа тексеруін анықтауды қажет етпейді.

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Pletz E., Calil C., Lahr F.A.R., Dias A.A.: Design and Construction of Brazils first Cable StayendLaminated Timber Footbridge. LABSE Symposium. "Metropolitan Habitats and Infrastructure". Szanghai. September 2004. pp. 398 – 399.
2. Kubiak M., Schiermeyer V., Tadla J.: Połączenie doskonałe – drewno I stał jako materiały do budowy mostów. Bezpieczne Drogi 10/2005 s. 27 – 30.
3. Jurewicz W.: Wrocław – dwa żywioły – two elements – zwei elemente. Wydawnictwo MAWI. Wrocław 2005.
4. Usuki S., Komatsu K.: Two Timber Road Bridges. Structural Engineering International. Vol. 8. February 1998. pp. 23 – 24.
5. Pischl R, Schickhofer G.: The MurRiver Wooden Bridge, Austria. Structural Engineering International. Vol. 3. November 1993. pp. 217 – 219.
6. Gustafsson M.: Two Timber Footbridges, Sweden. Structural Engineering International. Vol. 3. May 1993. pp. 75 – 76.
7. Rantakokko T., Salokangas L.: Desing of the VihantasalmiBridge, Finland. Structural Engineering International. Vol. 10. August 2000. pp. 150 – 152.
8. Biliszczuk J., Bień J., Maliszkiewicz P.: Mosty z drewa klejonego. WKL. Warszawa 1988.
9. Furtak K.: Mosty drewniane. Politechnika Krakowska. Kraków 2002.
10. OntarioHighwayBridge Design Code (OHBDC) Ministry of Transportation of Ontario, Downsview, ON, Canada.
11. American Association of State and Highway Officials (AASHTO). Standard Specification for the Design of Stress-Laminated Wood Decks. WashingtonD.C.USA.
12. American Institute of Timber Construction (AITC). 1996. Standard specifications for structural glued laminated timber of hardwood species. AITC 119-96. Englewood, CO, USA.
13. Tommola J., Jutila A.: Analysis of Wood-Concrete Composite Girder with Discrete Shear Cnnectors. IABC Conference. "Innovative Wooden Structures and Briges". Lahti, Finland. August 2001. pp. 489 – 494.
14. Amadio C., Ceccotti A., DiMarco R., Fragiaco M.: Influence of Rheological phenomena in Timber – Concrete Composite Beams. IABCE Conference. "Innovative Wooden Structures and Briges". Lahti, Finland. August 2001. pp. 525 – 530.
15. Bachman H.: Vibration problems in structures. Basel, Switzerland. Birkhäuser 1995.
16. Hamm P.: Vibrations of wooden footbridges induced by pedestrians and mechanical exciter. Paris 2002.
17. Pedrazzi G., Beltrami C.: Design of long span timber footbridge. Paris 2002.
18. ҚНЖЕ 2.05.03-84* Көпірлер және құбырлар. 1991.

ӘОЖ 624.0

МСЖ 91.080.01

Түйінді сөздер: ағаш конструкциялары, жобалау, көпірлер

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	V
1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	1
3 Термины и определения	4
4 Обозначения и сокращения	5
4.1 Прописные буквы латинского алфавита.....	5
4.2 Строчные буквы латинского алфавита	7
4.3 Строчные буквы греческого алфавита	10
5 Общие положения по проектированию деревянных мостов	11
5.1 Общие сведения.....	11
5.2 Габариты мостов	12
5.3 Пешеходные мосты	16
5.4 Автодорожные мосты	17
5.5 Основные требования к конструкциям мостов	21
5.6 Требования по конструированию балок пролетных строений мостов, изготавливаемых из клееной древесины, LVL или фанеры.....	26
5.7 Требования по конструированию арок и рам пролетных строений мостов, изготавливаемых из клееной древесины	31
5.8 Требования по конструированию ферм пролетных строений мостов, изготавливаемых из клееной древесины или LVL.....	32
5.9 Требования к многослойным предварительно напряженным деревянным плитам настила мостов	34
5.10 Основы проектирования деревянных конструкций в соответствии с требованиями СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, СП РК EN 1991-2:2003/2011 и СП РК EN 1995-1-1:2004+A1:2008/2011	38
6 Материалы	45
6.1 Свойства материалов	45
6.2 Цельная древесина	50
6.3 Слоистая клееная древесина	51
6.4 LVL	56
6.5 Фанера	58
6.6 Клеи	59
7 Основы статического расчета элементов деревянных конструкций мостов.....	60
7.1 Особенности расчета многослойных деревянных плит настила	60
7.2 Особенности расчета дерево-бетонных плит	62
7.3 Особенности расчета рам, ферм и арок.....	63
8 Расчет элементов деревянных конструкций мостов по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности.....	64
8.1 Расчет элементов деревянных конструкций мостов по предельным состояниям несущей способности.....	64
8.1.1 Расчет многослойных деревянных плит настила	64
8.1.2 Расчет центрально-растянутых элементов деревянных конструкций мостов	67
8.1.3 Расчет центрально-сжатых элементов деревянных конструкций мостов	69

8.1.4 Расчет опорных площадок элементов конструкций мостов, подверженных сжатию древесины поперек волокон	72
8.1.5 Расчет опорных площадок элементов конструкций мостов, подверженных сжатию под углом α к направлению волокон древесины.....	74
8.1.6 Расчет изгибаемых элементов деревянных конструкций мостов	75
8.1.7 Расчет сжато-изгибаемых элементов деревянных конструкций мостов	79
8.1.8 Расчет элементов деревянных конструкций мостов, подверженных кручению	79
8.1.9 Расчет клееных балок с плоскими фанерными стенками	80
8.1.10 Расчет элементов деревянных конструкций мостов, подверженных частым изменениям напряжения	88
8.2 Расчет элементов деревянных конструкций мостов по предельным состояниям эксплуатационной пригодности	90
8.2.1 Определение прогибов балок, плит и ферм.....	91
8.2.2 Колебания элементов деревянных мостов, вызванные пешеходами.....	92
9 Расчет соединений элементов деревянных конструкций мостов.....	96
9.1 Общие требования	96
9.2 Расчет соединений нагельного типа.....	96
9.3 Расчет соединений с использованием металлических кольцевых шпонок.....	101
9.4 Расчет соединений бетона с древесиной	105
10 Изготовление, монтаж и контроль качества конструкций деревянных мостов	109
Приложение А (информационное) Классификация деревянных мостов и область их применения.....	116
Приложение Б (информационное) Примеры расчета	124
Библиография	139

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое пособие подготовлено республиканским государственным предприятием «Казахский научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт сейсмостойкого строительства и архитектуры» (РГП «КазНИИССА»).

В настоящем нормативно-техническом пособии приведены:

- принципы и правила проектирования конструктивных элементов мостов, изготовленных из древесины или других древесных материалов, содержащиеся в Разделах 1 – 9 СН РК EN 1995-2:2004/2011;
- положения, развивающие принципы и правила, приведенные в Разделах 1 – 9 СН РК EN 1995-2:2004/2011;
- рекомендации и альтернативные правила, дополняющие принципы и правила, приведенные в Разделах 1 – 9 СН РК EN 1995-2:2004/2011;
- примеры, иллюстрирующие применение положений Разделов 1 – 9 СН РК EN 1995-2:2004/2011.

При разработке настоящего нормативно-технического пособия, кроме положений СН РК EN 1995-2:2004/2011, учтены:

- положения Национального Приложения к СН РК EN 1995-1-1:2004+A1:2008/2011, СН РК EN 1995-2:2004/2011 и СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011;
- соответствующие положения СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы строительного проектирования»;
- соответствующие положения СН РК EN 1995-1-1:2004+A1:2008/2011 «Проектирование деревянных конструкций – Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий»;
- соответствующие положения СН РК EN 1991-2:2003/2011 «Воздействия на конструкции – Часть 2. Транспортные нагрузки»;
- некоторые общепризнанные положения теории прочности, дополняющие требования СН РК EN 1995-2:2004/2011 и не противоречащие им;
- апробированные результаты исследований, выполненных зарубежными организациями, специализирующимися в области оценки прочности и долговечности деревянных конструкций.

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 МОСТОВ. ЧАСТЬ. ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ****DESIGN OF BRIDGES. PART. TIMBER BRIDGES**

Дата введения - 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее нормативно-техническое пособие «Проектирование мостов. Часть. Деревянные мосты» (далее – пособие) устанавливает правила расчета деревянных конструкций при проектировании мостов в соответствии с положениями СН РК EN 1995-2:2004/2011, включая проверочные расчеты элементов деревянных конструкций по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности.

1.2 Настоящее пособие содержит разъяснения и уточнения положений СН РК EN 1995-2:2004/2011. В настоящем пособии приведены разъяснения по классификации и комбинации воздействий, а также требованиям к материалам, соединениям и конструированию деревянных конструкций мостов в соответствии с положениями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, СН РК EN 1991-2:2003/2011 и СН РК EN 1995-1-1:2004+A1:2008/2011.

1.3 Настоящее пособие не распространяется на проектирование деревянных конструкций мостов с учетом их огнестойкости.

Примечание – Соответствующие требования установлены в СН РК EN 1995-1-1:2004+A1:2008/2011 и СН РК EN 1995-1-2:2004/2011.

1.4 Настоящее пособие предназначено для инженерно-технических работников проектных организаций, научных работников, заказчиков проектной продукции, преподавателей и студентов высших учебных заведений.

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 1991-1-1:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Собственный вес, постоянные и временные нагрузки на здания.

СН РК EN 1991-1-3:2003/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки.

СН РК EN 1991-1-4:2005/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия.

СН РК EN 1991-1-5:2003/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-5. Общие воздействия. Температурные воздействия.

СН РК EN 1991-1-6:2005/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-6. Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ.

СН РК EN 1991-1-7:2006/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия. Аварийные воздействия.

СН РК EN 1991-2:2003/2011 Воздействия на конструкции. Часть 2. Транспортные нагрузки на мосты.

СН РК EN 1995-1-1:2004+A1:2008/2011 Проектирование деревянных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1995-1-2:2004/2011 Проектирование деревянных конструкций. Часть 1-2. Общие правила проектирования конструкций с учетом воздействия пожара.

СН РК EN 1995-2:2004/2011 Проектирование деревянных конструкций. Часть 2. Мосты.

СН РК EN 1997-1:2004/2011 Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила.

СТ РК ИСО 9000 Системы менеджмента качества. Основные положения и словарь.

СТ РК EN 351-1 Стойкость древесины и изделий из древесины. Цельная древесина, пропитанная защитным средством. Часть 1. Классификация пропитки и удержания защитного средства.

СТ РК EN 351-2 Стойкость древесины и изделий из древесины. Цельная древесина, пропитанная защитным средством. Часть 2. Руководство по взятию проб для исследования древесины, обработанной защитными средствами.

СТ РК EN 385 Зубчатые соединения в строительных лесоматериалах. Требования к эксплуатационным характеристикам и минимальные требования к производству.

СТ РК EN 1380 Конструкции деревянные. Методы испытаний. Соединения, несущие нагрузку, с помощью гвоздей, винтов, дюбелей и болтов.

СТ РК EN 12369-1 Плиты древесные. Характеристические значения для проектирования конструкций. Часть 1. OSB, древесностружечные и древесноволокнистые плиты.

СТ РК EN 14080 Конструкции деревянные. Древесина многослойная клееная. Требования.

СТ РК EN 14081-1 Конструкции деревянные. Строительная древесина несущего назначения прямоугольного сечения, сортированная по прочности. Часть 1. Общие требования.

СТ РК EN 14279 LVL. Спецификации, определения, классификация и требования.

СТ РК EN 14374 Конструкции деревянные. Конструкционный фанерный слоистый пиломатериал. Технические требования.

НТП РК-05-01-2011 Проектирование деревянных конструкций. Часть 1. Конструирование деревянных конструкций.

EN 301* Клеевые составы, фенолы и аминопласты несущих деревянных элементов. Классификация и требования к показателям.

EN 313-2* Фанера. Классификация и терминология. Часть 2. Терминология.

EN 314-1* Фанера. Качество склеивания. Часть 1. Методы испытания.

EN 314-2* Фанера. Качество склеивания. Часть 2. Требования.

EN 322 Плиты древесные. Определение влажности.

EN 324-1* Плиты древесные. Определение размеров плит. Часть 1. Определение толщины, ширины и длины

EN 324-2* Плиты древесные. Определение размеров плит. Часть 2. Определение прямоугольности и прямолинейности кромок

EN 335-1* Стойкость древесины и изделий из древесины. Определение классов. Часть 1. Общие положения.

EN 335-2* Стойкость древесины и изделий из древесины. Определение классов биологического поражения. Часть 2. Применение цельной древесины.

EN 335-3* Стойкость древесины и изделий из древесины. Определение классов опасности биологического поражения. Часть 3. Применение к древесным плитам.

EN 336* Конструкционная древесина. Древесина из хвойных пород и тополя. Размеры. Допустимые отклонения.

EN 338* Древесина конструкционная. Классы прочности.

EN 350-1* Стойкость древесины и изделий из древесины. Естественная стойкость цельной древесины. Часть 1. Классификация защитной пропитки и удерживающей способности.

EN 350-2* Стойкость древесины и изделий из древесины. Естественная стойкость цельной древесины. Часть 2. Руководство по естественной стойкости и обрабатываемости отдельных пород дерева.

EN 384* Древесина конструкционная. Определение характеристических значений механических свойств и плотности.

EN 386* Клееная древесина. Требования к изготовлению.

EN 390* Древесина многослойная клееная. Размеры. Допустимые отклонения.

EN 408* Деревянные конструкции. Древесина конструкционная цельная и клееная слоистая. Определение некоторых физических и механических свойств.

EN 636* Фанера клееная. Требования.

EN 789* Конструкции деревянные. Методы испытаний. Определения механических характеристик древесных плит.

* Применяется в соответствии с СТ РК 1.9

EN 912* Деревянные крепежные элементы. Спецификации коннекторов для древесины.

EN 1058* Плиты древесные. Определение механических свойств и плотности.

EN 1193* Конструкции деревянные. Конструкционная цельная и клееная древесина. Определение дополнительных физических и механических свойств.

EN 1194* Конструкции деревянные. Древесина многослойная клееная. Классы прочности и определение характеристических значений.

EN 14081-2* Конструкции деревянные. Строительная древесина прямоугольного сечения, сортируемая по прочности. Часть 2. Машинная сортировка. Дополнительные требования к предварительному испытанию типового образца.

EN 14081-3* Конструкции деревянные. Строительная древесина прямоугольного сечения, сортируемая по прочности. Часть 3. Машинная сортировка. Дополнительные требования к заводскому производственному контролю.

EN 15228* Конструкционная древесина. Конструкционная древесина, обработанная средствами защиты от биологического поражения.

EN 14545* Конструкции деревянные. Коннекторы. Требования.

EN 26891* Конструкции деревянные. Соединения на механических крепежных деталях. Общие принципы определения характеристик прочности и деформативности.

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.

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем пособии применяются термины и определения, установленные в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, СН РК EN 1995-1-1:2004+A1:2008/2011 и СН РК EN 1991-2:2003/2011, а также следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 Соединение с желобками (grooved connection): Соединение, работающее на сдвиг, состоящее из неразъемной детали одного элемента, заглубленного в поверхность взаимодействия другого элемента. Взаимодействующие части, как правило, удерживаются вместе посредством механических соединительных деталей.

3.2 Многослойные плиты настила (laminated deck plates): Плиты настила, изготовленные из слоистого материала, поставленного на ребро или уложенного плашмя, удерживаемого вместе посредством механических соединительных деталей или склеивания.

3.3 Напряженные многослойные плиты настила (stress-laminated deck plates):

* Применяется в соответствии с СТ РК 1.9

Многослойные плиты настила, изготовленные из уложенных плашмя слоев с распиленными либо строгаными поверхностями, удерживаемыми вместе посредством предварительного напряжения.

3.4 Плиты настила с крестообразным расположением слоев (cross-laminated deck plates): Многослойные плиты настила, изготовленные из слоев, имеющих различное направление волокон в слоях (крестообразное или под разными углами). Слои склеивают вместе или соединяют, используя механические соединительные детали.

3.5 Предварительное напряжение (pre-stressing): Непрерывное воздействие вследствие контролируемых сил и/или деформаций, налагаемых на конструкцию.

3.6 Карчеход (timber drifting): Движение в паводок деревьев с кроной и корневой системой, широко распространен по всей горной территории, оказывающий разрушающее воздействие на мостовые переходы, запроектированные без учета этого явления.

3.7 Закрытый мост (tubular bridge): Мост, состоящий из пролетных строений проезжей части и ограждающих конструкций (стен и покрытия).

3.8 LVL (structural laminated veneer lumber): Конструкционный материал, изготовленный по технологии склейки нескольких слоев лущеного шпона хвойных пород.

3.9 Габариты приближения (safety margin): Предельные поперечные очертания (в плоскости, перпендикулярной оси проезжей части), внутрь которых не должны заходить какие-либо элементы моста или расположенных на нем устройств.

Примечание – Примером является поперечное предварительное напряжение деревянных плит настила с помощью стержней или напрягаемой арматуры.

4 ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

В пособии приняты следующие обозначения:

4.1 Прописные буквы латинские буквы

A – площадь настила моста; аварийное воздействие; площадь поперечного сечения;

A_{ef} – эффективная площадь контакта при сжатии поперек волокон; эквивалентная площадь поперечного сечения клеефанерной балки;

A_f – площадь поперечного сечения полки;

A_k – характеристическое значения аварийного воздействий A_k от транспортных средств; эквивалентная площадь поперечного сечения;

A_{net} – площадь нетто сечения с учетом ослаблений в соединении;

A_w – площадь поперечного сечения стенки;

B – ширина поперечного сечения элемента из слоистой клееной древесины;

C – коэффициент, учитывающий влияние числа стыков пиломатериалов в поперечном сечении плиты;

E_d – расчетное значение модуля упругости;

$E_{d,ULS}$ – расчетное значение модуля упругости для ULS;

E_{mean} – среднее значение модуля упругости вдоль волокон;

$E_{mean,f}$ – среднее значение модуля упругости материала полки;

$E_{mean,fin}$ – окончательное среднее значение модуля упругости вдоль волокон;

- $E_{\text{mean},w}$ – среднее значение модуля упругости материала стенки;
 $E_{0,\text{mean}}$ – среднее значение модуля упругости древесины вдоль волокон;
 $E_{90,\text{mean}}$ – среднее значение модуля упругости древесины поперек волокон;
 $E_{0,05}$ – пятипроцентный квантиль модуля упругости вдоль волокон;
 $E_{0,g,05}$ – пятипроцентный квантиль модуля упругости слоистой клееной древесины вдоль волокон;
 $E_{0,g,\text{mean}}$ – среднее значение модуля упругости слоистой клееной древесины вдоль волокон;
 $E_{90,g,\text{mean}}$ – среднее значение модуля упругости слоистой клееной древесины поперек волокон;
 F – воздействие; усилие;
 $F_{\text{ax},Rk}$ – характеристическое значение несущей способности нагеля при выдергивании поперек волокон;
 F_k – характеристическое значение воздействия;
 $F_{c,90,d}$ – расчетное значение сжимающего усилия, действующего поперек волокон;
 $F_{t,Ed}$ – расчетное значение усилия растяжения между древесиной и бетоном;
 F_{rep} – репрезентативное значение воздействия;
 $F_{v,d}$ – расчетное значение несущей способности стержня, определяемое из условия прочности на его срез;
 $F_{v,ef,Rk}$ – характеристическое значение несущей способности ряда нагелей в соединении;
 $F_{v,Ed}$ – расчетное значение усилия сдвига между древесиной и бетоном;
 $F_{v,Rk}$ – характеристическое значение несущей способности одного крепежного элемента;
 $F_{v,0,Rk}$ – характеристическое значение несущей способности соединения в плоскости сдвига шпонки вдоль волокон;
 $F_{v,\alpha,Rk}$ – характеристическое значение несущей способности шпонки в плоскости сдвига под углом α к волокнам древесины;
 $F_{v,w,Ed}$ – расчетная поперечная сила, действующая на каждую стенку;
 G_d – расчетное значение постоянного воздействия; расчетное значение модуля сдвига;
 $G_{d,ULS}$ – расчетное значение модуля сдвига для ULS;
 $G_{g,\text{mean}}$ – среднее значение модуля сдвига слоистой клееной древесины;
 G_k – характеристическое значение постоянного воздействия; характеристическое значение модуля сдвига;
 G_{mean} – среднее значение модуля сдвига;
 $G_{0,\text{mean}}$ – среднее значение модуля сдвига вдоль волокон;
 $G_{90,\text{mean}}$ – среднее значение модуля сдвига поперек волокон;
 H – высота моста;
 H_0 – свободная высота под мостом;
 I – момент инерции сечения;
 I_{ef} – момент инерции эквивалентного поперечного сечения;
 I_f – момент инерции сечения полонок относительно нейтральной оси;
 I_w – момент инерции сечения стенки относительно нейтральной оси;
 K_{ser} – модуль податливости;
 K_u – мгновенный модуль податливости для предельного состояния;

L — длина моста; пролет рамы;
 L_0 — отверстие моста;
 L_e — расчетная длина элемента;
 $L_{e,y}$ и $L_{e,z}$ — расчетные длины элемента относительно осей $y-y$ и $z-z$, соответственно;
 M — общая масса моста;
 M_{beam} — изгибающий момент в балке, представляющей плиту;
 M_d — расчетный изгибающий момент;
 $M_{\text{max,beam}}$ — максимальный изгибающий момент в балке, моделирующей плиту;
 $M_{y,Rk}$ — характеристическое значение момента, вызывающего текучесть в крепежном элементе;
 $M_{y,d}$, $M_{z,d}$ — расчетные изгибающие моменты относительно главной ($y-y$) и второстепенной ($z-z$) осей;
 N — осевое усилие;
 N_d — расчетное значение осевого усилия, определенное из комбинации воздействий;
 N_{abs} — количество циклов напряжений с постоянной амплитудой в год;
 Q_k — характеристическое значение единичного переменного воздействия;
 R_d — расчетное значение несущей способности; расчетное значение сопротивления;
 R_k — характеристическое значение несущей способности; характеристическое значение сопротивления;
 S — статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси;
 V_d — расчетное значение сдвигающей силы;
 W — момент сопротивления;
 W_y — момент сопротивления относительно оси $y-y$;
 X_d — расчетное значение прочностных характеристик;
 X_k — характеристическое значение прочностных характеристик;

4.2 Строчные буквы латинского алфавита

a — расстояние; ожидаемое процентное отношение тяжелых грузовиков, проходящих по мосту;
 a_1 — шаг крепежных элементов в одном ряду вдоль волокон древесины;
 a_2 — шаг крепежных элементов в одном ряду поперек волокон древесины;
 $a_{3,c}$ — расстояние между крепежными элементами и незагруженным торцом;
 $a_{3,t}$ — расстояние между крепежными элементами и загруженным торцом;
 $a_{4,c}$ — расстояние между крепежными элементами и незагруженным торцом;
 $a_{4,t}$ — расстояние между крепежными элементами и загруженным торцом;
 $a_{\text{hor},1}$ — горизонтальное ускорение конструкции моста от одного пешехода, пересекающего мост;
 $a_{\text{hor},n}$ — горизонтальное ускорение конструкции моста от нескольких пешеходов, пересекающих мост;
 $a_{\text{vert},1}$ — вертикальное ускорение конструкции моста от одного пешехода, пересекающего мост;
 $a_{\text{vert},n}$ — вертикальное ускорение конструкции моста от нескольких пешеходов, пересекающих мост;

$a_{\text{vert,ns}}$ и $a_{\text{hor,ns}}$ – вертикальное и горизонтальное ускорения конструкции моста для потока пешеходов, пересекающих мост, соответственно;

b – ширина; коэффициент усталости;

b_{ef} – рабочая ширина;

$b_{\text{ef,c}}$ –общая рабочая ширина бетонной плиты;

$b_{\text{ef,1}}$; $b_{\text{ef,2}}$ – рабочая ширина бетонной плиты;

b_{lam} –ширина слоя;

b_w –ширина стенки балки; ширина нагруженной площади на поверхности взаимодействия плиты настила;

$b_{w,\text{middle}}$ – ширина нагруженной площади посреди плиты настила;

d – диаметр;

$f_{c,0,d}$ –расчетное значение прочности при сжатии вдоль волокон;

$f_{c,90,d}$ –расчетное значение прочности при сжатии поперек волокон;

$f_{c,0,k}$ –характеристическое значение прочности при сжатии вдоль волокон;

$f_{c,90,k}$ –характеристическое значение прочности при сжатии поперек волокон;

$f_{c,0,g,k}$ –характеристическое значение прочности слоистой клееной древесины при сжатии вдоль волокон;

$f_{c,90,g,k}$ – характеристическое значение прочности слоистой клееной древесины при сжатии поперек волокон;

$f_{c,90,\text{edge},k}$ – характеристическое значение прочности LVL-Kerto при сжатии плашмя;

$f_{c,w,k}$, $f_{t,w,k}$ – характеристические значения прочности при сжатии и растяжении материала стенки, соответственно;

$f_{\text{fat},d}$ –расчетное значение усталостной прочности;

$f_{h,k}$ –расчетное значение прочности анкеровки;

$f_{h,i,k}$ –характеристическое значение прочности заделки i -го деревянного элемента;

f_k – соответствующее виду напряженного состояния характеристическое значение прочности;

$f_{m,k}$ –характеристическое значение прочности при изгибе;

$f_{m,y,d}$ –расчетное значение прочности при изгибе относительно оси y - y ;

$f_{m,z,d}$ –расчетное значение прочности при изгибе относительно оси z - z ;

$f_{m,g,k}$ –характеристическое значение прочности слоистой клееной древесины при изгибе;

$f_{m,d,\text{deck}}$ – расчетное значение прочности древесины при изгибе плиты настила;

$f_{m,d,\text{lam}}$ – расчетное значение прочности древесины при изгибе слоев;

$f_{m,0,\text{edge}}$ – характеристическое значение прочности LVL-Kerto при изгибе на ребро;

$f_{m,0,\text{flat},k}$ – характеристическое значение прочности LVL-Kerto при изгибе плашмя;

$f_{t,0,d}$ –расчетное значение прочности при растяжении вдоль волокон;

$f_{t,0,g,k}$ –характеристическое значение прочности слоистой клееной древесины при растяжении вдоль волокон;

$f_{t,90,g,k}$ –характеристическое значение прочности слоистой клееной древесины при растяжении поперек волокон;

$f_{t,0,k}$ –характеристическое значение прочности при растяжении вдоль волокон;

$f_{t,0,k}$ –характеристическое значение прочности при растяжении поперек волокон;

$f_{v,d}$ –расчетное значение прочности при сдвиге;

$f_{v,d,\text{deck}}$ – расчетное значение прочности древесины при сдвиге плиты настила;

$f_{v,d,lam}$ – расчетное значение прочности древесины при сдвиге слоев;
 $f_{v,g,k}$ – характеристическое значение прочности слоистой клееной древесины при сдвиге вдоль волокон;
 $f_{v,0,flat,k}$ – характеристическое значение прочности LVL-Kerto при сдвиге плашмя;
 f_{vert}, f_{hor} – основная собственная частота вертикальных и горизонтальных колебаний;
 h – высота балки; высота поперечного сечения; толщина плиты;
 h_0 – высота опоры;
 h_1 – высота поперечного сечения стойки и ригеля в зоне карнизного узла;
 h_3 – высота поперечного сечения стойки в опорном узле рамы;
 h_c – глубина заделки; длина анкеровки;
 h_e – глубина анкеровки шпонки в соединяемом элементе;
 h_w – высота стенки балки;
 k_{def} – коэффициент деформации;
 $k_{c,90}$ – коэффициент прочности при сжатии поперек волокон;
 $k_{c,y}$ или $k_{c,z}$ – коэффициент продольного изгиба относительно оси у-у или оси z-z;
 k_{cr} – коэффициент растрескивания для сопротивления сдвигу;
 k_{crit} – коэффициент, учитываемый при боковом выпучивании (потери устойчивости плоской формы деформирования);
 k_h – коэффициент глубины, высоты;
 k_l – коэффициент длины для LVL;
 k_m – коэффициент, учитывающий перераспределение напряжений в поперечном сечении, возникающих при изгибе;
 k_{mod} – коэффициент модификации (приведения), учитывающий длительность действия нагрузки и содержание влаги;
 k_{shape} – коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения;
 k_{sys} – коэффициент прочности системы;
 k_a – коэффициент корректировки, который учитывает статическую схему конструкции;
 l – расчетный пролет; длина контакта;
 l_{ef} – эффективная длина; эффективная длина распределения;
 m – масса; масса на единицу длины;
 $m_{max,plate}$ – максимальный изгибающий момент в плите, вычисленный по теории ортотропных плит;
 m_{plate} – изгибающий момент в плите на единицу длины;
 n – количество нагруженных слоев; количество пешеходов;
 n_{ADT} – ожидаемая ежегодная средняя интенсивность движения транспорта за день на протяжении срока службы конструкции;
 n_{ef} – число нагелей в рассматриваемом ряду, параллельном направлению волокон древесины;
 n_{sp} – количество плоскостей сдвига в соединении;
 r – радиус кривизны;
 t – время; толщина слоя;
 t_1 – толщина более тонкого элемента в односрезных соединениях или глубина проникновения нагеля;
 t_2 – толщина среднего элемента из древесины в симметричных соединениях;

t_L — расчетный срок службы конструкции, выраженный в годах;
 u_c — предварительный выгиб; строительный подъем конструкции;
 u_{creep} — деформация ползучести; прогиб от ползучести материала;
 u_{fin} — конечная деформация; конечный прогиб;
 u_{inst} — мгновенная деформация; мгновенный прогиб;
 $u_{net, fin}$ — конечная деформация нетто; конечный прогиб нетто;
 w — ширина проезжей части; влажность материала;
 w_b — ширина моста;
 w_i — ширина полосы движения;
 w_0 — ширина пролетного строения;

4.3 Строчные буквы греческого алфавита

α — угол между направлением усилия и волокнами древесины; угол между направлением усилия и нагруженным торцом; ожидаемое процентное отношение грузовых автомобилей, проходящих по мосту;
 γ_Q — частный коэффициент для переменных воздействий, учитывающий погрешности модели и отклонения размеров;
 γ_G — частный коэффициент для постоянных воздействий, учитывающий погрешности модели и отклонения размеров;
 β — коэффициент, основанный на последствии разрушения элемента;
 β_c — коэффициент прямолинейности;
 γ_M — частный коэффициент для свойств материалов, учитывающий погрешности модели и отклонения размеров;
 $\gamma_{M, fat}$ — частный коэффициент для усталостной проверки материалов, учитывающий погрешности модели и различия размеров;
 k — коэффициент, используемый при выполнении проверки на усталость;
 λ — гибкость элемента;
 λ_y — гибкость элемента при изгибе относительно оси y-y;
 λ_z — гибкость элемента при изгибе относительно оси z-z;
 $\lambda_{rel, y}$ — относительная гибкость элемента при изгибе относительно оси y-y;
 $\lambda_{rel, z}$ — относительная гибкость элемента при изгибе относительно оси z-z;
 μ_d — расчетное значение коэффициента трения;
 μ_0 — коэффициент, учитывающий условия закрепления элемента;
 ρ — плотность;
 ρ_k — характеристическое значение плотности;
 $\rho_{g, k}$ — характеристическое значение плотности слоистой клееной древесины;
 ρ_{mean} — среднее значение плотности;
 $\sigma_{c, 0, d}$ — расчетное напряжение при сжатии вдоль волокон;
 $\sigma_{c, \alpha, d}$ — расчетное напряжение при сжатии под углом α к волокнам;
 $\sigma_{d, max}$ — максимальное значение расчетного напряжения для усталостной нагрузки;
 $\sigma_{d, min}$ — наименьшее значение расчетного напряжения для усталостной нагрузки;

$\sigma_{p,min}$ – минимальное продолжительное остаточное напряжение при сжатии вследствие предварительного напряжения;

$\sigma_{m,y,d}$ – расчетное напряжение при изгибе относительно оси у-у;

$\sigma_{m,z,d}$ – расчетное напряжение при изгибе относительно оси z-z;

$\sigma_{t,0,d}$ – расчетное растягивающее напряжение вдоль волокон;

$\sigma_{w,c,d}$ – расчетное напряжение сжатия стенки;

τ_d – расчетное напряжения сдвига;

$\tau_{tor,d}$ – расчетное напряжение сдвига от кручения;

ψ_0 – коэффициент, применяемый к комбинационному значению переменного воздействия;

ψ_1 – коэффициент, применяемый к частому значению переменного воздействия;

ψ_2 – коэффициент, применяемый к практически постоянному значению переменного воздействия;

ζ – коэффициент затухания.

5 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

5.1 Общие сведения

5.1.1 При проектировании мостов следует учитывать вид применяемых материалов для пролетного строения, назначение и ширину проезжей части моста, тип опор и пролетных строений, длину моста и статическую систему. Классификация мостов и область их применения приведены в Приложении А.

5.1.2 К деревянным мостам следует относить не только мосты, в которых пролетные строения и опоры выполнены с использованием древесины, но и мосты, состоящие из пролетных деревянных строений с каменными или бетонными (железобетонными) опорами.

5.1.3 Деревянные мосты следует проектировать капитального типа. Не допускается проектировать деревянные мосты на путях и дорогах, предназначенных для перевозки горячих грузов (жидкого чугуна, шлака и т.п.).

5.1.4 Ширину проезжей части w моста следует назначать с учетом количества полос n движения. По количеству полос движения автодорожные деревянные мосты, как правило, проектируют с двумя полосами, а в редких случаях – четырьмя. Согласно Пункту 4.2.3(1) СН РК EN 1991-2:2003/2011 ширина проезжей части w равняется расстоянию между бордюрами или между внутренними поверхностями ограждающих устройств и не включает в себя расстояние между закреплениями ограждающих устройств или бордюрами разделительной полосы, а также ширину этих ограждающих устройств.

Примечание – Рекомендуемое минимальное значение высоты бордюра может составлять 100 мм, если в национальном приложении не указано иное.

5.2 Габариты мостов

5.2.1 Габариты приближения конструкций для мостов на автомобильных дорогах общего пользования, внутривладельческих автомобильных дорогах сельскохозяйственных предприятий и организаций, на дорогах промышленных предприятий, а также на улицах и дорогах в городах, поселках и сельских населенных пунктах (Приложение А), должны приниматься в соответствии с данными Таблицы 5.1.

Для деревянных мостов в случаях, когда дорожный просвет выступающих частей менее 0,30 м, габарит моста следует назначать на 1 м шире габарита машины в транспортном положении.

Для деревянных мостов в случаях, когда дорожный просвет выступающих частей 0,30 м и более, габарит моста следует назначать на 1,5 м шире расстояния между наружными поверхностями шин колес или гусениц сельскохозяйственной машины.

5.2.2 Ширину пешеходных мостов следует определять в зависимости от расчетной перспективной интенсивности движения пешеходов в час пик и принимать не менее 2,25 м.

Ширину пешеходных мостов, сооружаемых вне населенных пунктов, допускается принимать равной 1,5 м.

Габариты сооружений для пропуска полевых дорог и прогона скота (миграции диких животных) при отсутствии специальных требований следует принимать:

а) для полевых дорог: высоту не менее 4,5 м, ширину – 6,0 м, но не менее увеличенной на 1,0 м максимальной ширины сельскохозяйственных машин, движение которых возможно на дороге;

б) для прогона скота: высоту не менее 3,0 м, ширину по формуле $2+l/6$, где l - длина скотопргона, но не менее 4,0 м и не более 8,0 м.

Полевая дорога или дорога для прогона скота, проходящая под пролетом моста, должна быть укреплена по всей ее ширине и иметь укрепления на участках не менее 10,0 м в каждую сторону от сооружения. При необходимости у сооружений устраиваются направляющие ограждения.

Таблица 5.1 – Габариты по ширине деревянных мостов из цельной и клееной древесины, расположенных на автомобильных дорогах

Расположение мостов	Категория дорог или улиц	Общее число полос движения	Ширина расчетного автомобиля d , м	Габарит, м	Ширина, м	
					полос безопасности	проезжей части w , м
Автомобильные дороги общего пользования, подъездные и внутренние автомобильные дороги промышленных предприятий	2	2		11,5	2,0	7,5
	3			10	1,5	7,0
				8 ¹⁾	1,0	6,0
	4	1		6,5 ²⁾	1,0	4,5
				4,5	0,5	3,5
Автомобильные внутрихозяйственные дороги в сельскохозяйственных предприятиях и организациях	4	2	2,5	8 ¹⁾	1,0	6,0
		1		6,5 ²⁾	1,0	4,5
				4,5	0,5	3,5
				4,5	0,5	3,5
Улицы и дороги в городах, поселках и сельских населенных пунктах	Магистральные транспортно-пешеходные улицы общего городского, районного значения и поселковые дороги	2	2,5	9,0	1,0	7,0
	Улицы и дороги в жилой застройке	2		8		6
<div><div>¹⁾ Для деревянных мостов из цельной древесины допускается применять габарит шириной 7 м.</div><div>²⁾ Для деревянных мостов из цельной древесины допускается применять габарит шириной 6 м.</div></div>						

Таблица 5.1 – Габариты по ширине деревянных мостов из цельной и клееной древесины, расположенных на автомобильных дорогах (продолжение)

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Для мостов на дорогах промышленных предприятий размер полос безопасности следует принимать 1,5 м.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Если в данном регионе эксплуатируются сельскохозяйственные машины, имеющие габариты, превышающие указанные в Таблице 5.1, то, по согласованию с субъектами Республики Казахстан, габариты мостов в этом регионе следует назначать увеличенными в зависимости от дорожного просвета (возвышения над дорожной одеждой) частей, выступающих за наружную поверхность шин колес или гусениц машины.

5.2.3 Габариты подмостовых судоходных пролетов на внутренних водных путях следует принимать в соответствии с нормативными документами Республики Казахстан.

5.2.4 Положение элементов моста над уровнями воды и ледохода на несудоходных и несплавных водотоках, а также в несудоходных пролетах мостов на судоходных водных путях следует определять в зависимости от местных условий и выбранной схемы моста. Размеры возвышений отдельных элементов моста над соответствующими уровнями воды и ледохода во всех случаях не должны быть менее величин, указанных в Таблице 5.2.

Возвышение низа пролетных строений над наивысшим статическим уровнем водохранилища у мостов, расположенных в несудоходных и несплавных зонах водохранилища, должно быть не менее 0,75 высоты расчетной ветровой волны с увеличением на 0,25 м.

Наименьшее возвышение низа пролетных строений при наличии наледи необходимо назначать с учетом их высоты.

При одновременном наличии карчехода и наледных явлений возвышения, приведенные в Таблице 5.2, следует увеличивать не менее чем на 0,50 м.

5.2.5 Расстояние между опорами в свету при наличии карчехода следует назначать с учетом размеров карчей, но не менее 15,0 м.

5.2.6 Полосы безопасности шириной меньшей, чем указано в Таблице 5.1, допускается назначать при соответствующем технико-экономическом обосновании:

- для мостов длиной свыше 100 м на дорогах 1-3 и категорий, и длиной свыше 50 м на дорогах 3 категории, если мосты расположены на расстоянии свыше 100 км от крупнейших городов и свыше 50 км от других городов;

- в случае расположения мостов на участках дорог с уменьшенной шириной обочины;

- при переустройстве мостов;

- на путепроводах - при наличии переходно-скоростных полос (со стороны этих полос);

- на мостах с дополнительной полосой движения на подъеме (со стороны этой полосы).

При этом ширина полос безопасности должна быть не менее: 1,0 м на мостах дорог 1-3 категорий и 0,75 м на мостах проселочных дорог.

Примечание – При назначении полос безопасности шириной меньшей, чем указано в Таблице 5.1, следует предусматривать установку дорожных знаков, регулирующих режим движения транспортных средств.

Таблица 5.2 – Размеры возвышений отдельных элементов моста над соответствующими уровнями воды и ледохода

Часть или элемент моста	Возвышение частей или элементов, м			
	над уровнем воды (с учетом влияния подпора и волны) при максимальных расходах паводков			над наивысшим уровнем ледохода
	на железных дорогах общей сети	на остальных железных дорогах и на всех автомобильных дорогах	наибольших	
Низ пролетных строений:				
а) при глубине подпертой воды 1 м и менее;	0,50	0,50	0,25	-
б) то же, св. 1 м;	0,75	0,50	0,25	0,75
в) при наличии на реке заторов льда;	1,00	0,75	0,75	1,00
г) при наличии карчехода;	1,50	1,00	1,00	-
д) при селевых потоках	-	1,00	1,00	-
Верх площадки для установки опорных частей	0,25	0,25	-	0,50
Низ пят арок и сводов	0,25	-	-	0,25
Низ продольных схваток и выступающих элементов конструкций в пролетах деревянных мостов	0,25	0,25	-	0,75
Примечание 1 Для малых мостов наименьшее возвышение низа пролетных строений допускается определять без учета высоты ветровой волны. 2 При определении возвышения верха площадки для установки опорных частей уровень воды необходимо определять с учетом набега потока на опору моста.				

5.2.7 Ширина разделительной полосы на мосту должна быть такой же, как на дороге или улице.

На больших мостах при соответствующих технико-экономических обоснованиях ширину разделительной полосы допускается уменьшать, но принимать не менее чем 2,0 м плюс ширина ограждения.

5.3 Пешеходные мосты

5.3.1 Пешеходные мосты проектируют только для пропуска пешеходного движения. Их следует применять на пресечениях с естественными препятствиями, автомобильными, железнодорожными дорогами и улицами.

Пешеходные мосты могут быть как открытыми, так и закрытыми. Закрытые мосты могут оборудоваться эскалаторами, обеспечивающими подъем и спуск с моста. Верхнюю часть закрытого моста, чаще всего, проектируют из прозрачных материалов.

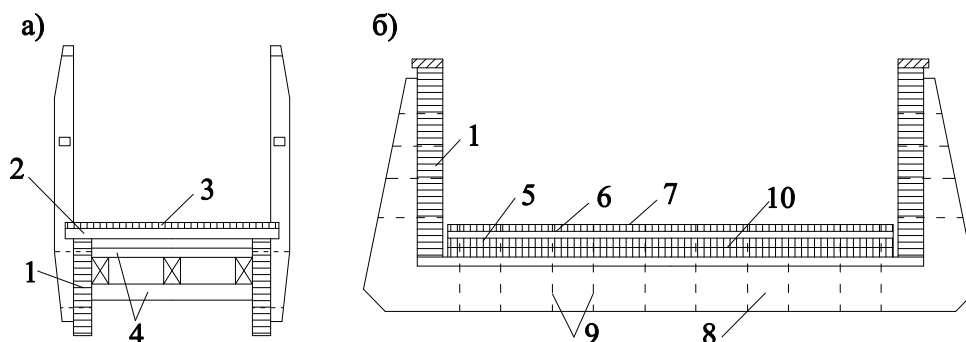
5.3.2 Высота проектируемых пешеходных мостов над железнодорожными путями и многополосными улицами должна определяться соответствующими габаритами приближения, а длина – должна приниматься в зависимости от ширины перекрываемых участков. Пролеты пешеходных мостов через судоходные реки должны обеспечивать соответствующий подмостовой габарит.

5.3.3 Продольные уклоны пешеходных мостов допускается принимать не более 6 % в основной своей части, а на подходах, выполненных в виде лестниц – от 12 % до 16 %.

5.3.4 При небольших пролетах пешеходных мостов следует применять балочную и рамную системы, а при больших пролетах – вантовую или висячую системы. В последнее время для пешеходных переходов используются арочные системы [2,3].

5.3.5 Деревянные пешеходные мосты, чаще всего, проектируют с использованием клееных деревянных конструкций. Несущие элементы деревянных пешеходных мостов выполняют клееными (слоистая клееная древесина) или клеефанерными. Используемая для этих целей цельная и клееная древесина должна удовлетворять требованиям EN 338, EN 335-1, EN 335-2, EN 335-3, СТ РК EN 14080, СТ РК EN 14081-1, EN 14081-2, EN 14081-3, а фанера – EN 636.

5.3.6 При проектировании балочных деревянных пешеходных мостов следует использовать в качестве главных балок пролетных строений клееные деревянные балки прямоугольного сечения, плиты (пакеты) из массива клееной древесины, стянутые между собой в поперечном направлении с определенным шагом тяжами, или двутавровые клеефанерные, к которым крепятся деревянные поперечины и дощатый настил. Деревянный настил может устраиваться как по верхним поясам главных балок, так и в уровне низа балок (Рисунок 5.1) [5,6].



1 – главные балки из клееной древесины; 2 – поперечины; 3 – дощатый настил; 4 – элементы поперечных связей; 5 – плита из массива клееной древесины; 6 – гидроизоляция; 7 – слой из асфальтобетона; 8 – поперечная рама из клееной древесины; 9 – болты; 10 – стяжные болты плит

Рисунок 5.1 – Поперечное сечение пешеходных мостов из клееных деревянных балок с настилом по верхним поясам – а - и нижним поясам – б - балок

5.3.7 Для перекрытия больших пролетов в пешеходных деревянных мостах следует использовать рамные, арочные или висячие системы. С целью предохранения деревянных элементов ригеля от увлажнения атмосферными осадками, по его верхнему поясу следует укладывать гидроизоляцию, а его поясам придают двухсторонний поперечный уклон.

5.3.8 Опоры деревянных пешеходных мостов могут выполняться деревянными из клееных элементов, или бетонными и железобетонными. Железобетонные опоры следует применять, если предполагается замена деревянных пролетных строений железобетонными или металлическими.

Промежуточные опоры пешеходных мостов могут быть запроектированы из слоистой клееной древесины, если они не будут располагаться в воде. Обычно такие опоры выполняют в виде П-образных рам. Устои пешеходных мостов следует проектировать из железобетона в виде подпорных стен.

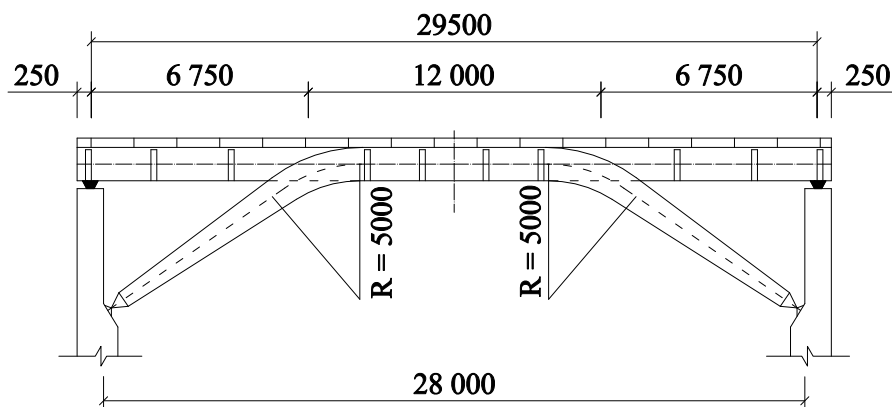
5.4 Автодорожные мосты

5.4.1 Автодорожные мосты проектируют для пропуска автомобильного и пешеходного движения.

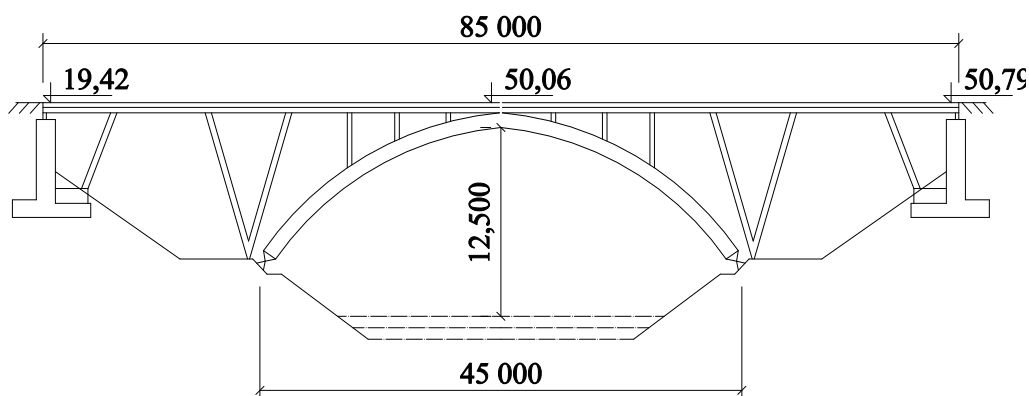
5.4.2 Деревянные мосты малых пролетов применяют на автомобильных дорогах 3 и 4 категорий, а также на автомобильных внутрихозяйственных дорогах. Пролеты этих мостов следует принимать 3, 6 и 9 м. Пролетное строение таких мостов состоит из несущей проезжей части.

5.4.3 Автодорожные деревянные мосты средних пролетов от 25 м до 45 м в основном проектируют балочной системы с ездой поверху. В странах западной Европы, Канаде и США имеется множество примеров, где деревянные мосты возведены с использованием арочных и рамных систем [2, 4, 5] Рисунок 5.2. Главные несущие конструкции пролетных строений таких мостов выполнены из клееной древесины.

а)



б)



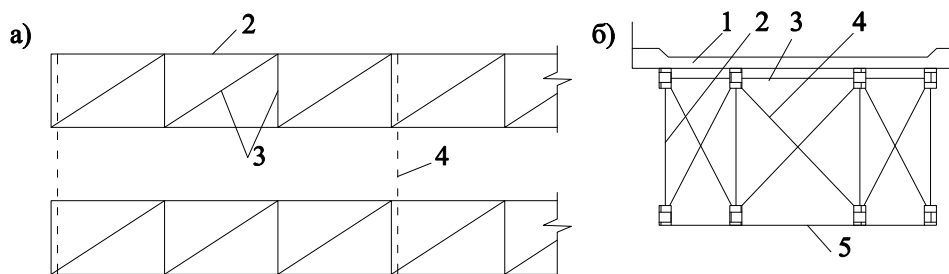
а – мост рамной конструкции Мидорибаши в Японии [4]; б – мост арочной конструкции через реку Мур в Австрии [5]

Рисунок 5.2 – Схемы продольных разрезов мостов

Мосты балочной системы состоят из балочных пролетных строений и опор. Пролетные строения проектируют из нескольких главных ферм или балок, объединенных системой связей, и проезжей части, располагаемой на верхних поясах ферм или балок. Число ферм или балок в пролетном строении определяется исходя из ширины проезжей части, типа несущей конструкции и размера пролета.

5.4.4 При проектировании автодорожных деревянных мостов малых пролетов используют балочную систему. В мостах пролетами до 6 м, благодаря меньшей величине переменных воздействий, пролетное строение выполняют из балок цельной или клееной древесины. Расположение балок по ширине моста должно быть таким, чтобы обеспечивалась равнопрочность всех балок в пределах всей ширины проезжей части.

5.4.5 Для обеспечения пространственной жесткости пролетного строения главные несущие элементы автодорожного моста среднего пролета должны быть объединены системой горизонтальных и вертикальных связей (Рисунок 5.3).



а – схема расположения главных несущих конструкций моста в плане; б – схема поперечного разреза пролетного строения моста; 1 – проезжая часть моста; 2 – главная несущая конструкция пролетного строения; 3 – верхние горизонтальные связи; 4 – поперечные связи; 5 – нижние поперечные связи

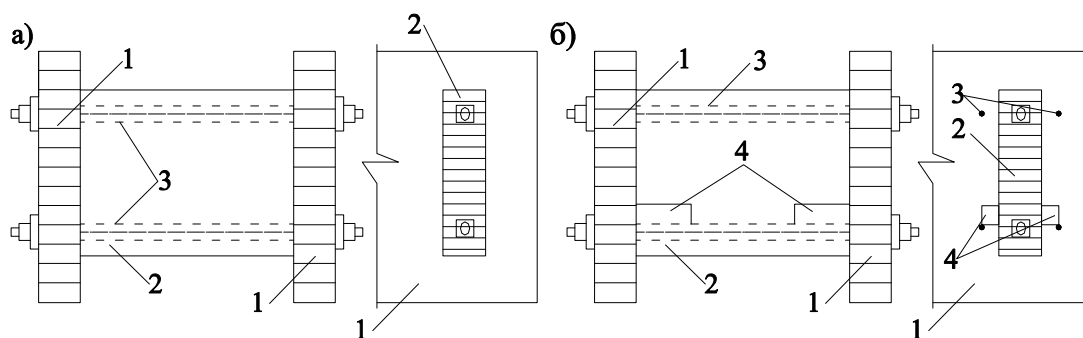
Рисунок 5.3 – Схема компоновки пролетного строения

5.4.6 Продольные горизонтальные связи следует располагать в плоскости поясов главных несущих конструкций. Горизонтальные связи должны соединять попарно пояса главных несущих конструкций, образуя при этом связевые фермы. Горизонтальные связи обеспечивают устойчивость из плоскости сжатого пояса несущей конструкции и должны рассчитываться на восприятие ветровой нагрузки.

5.4.7 Поперечные связи следует выполнять в виде вертикальных ферм, соединяющие между собой все главные несущие конструкции пролетного строения. Поперечные связи устанавливаются как в опорных частях главных несущих конструкций, так и в пролете. Опорные поперечные связи воспринимают нагрузку от верхних горизонтальных связей и передают ее на опоры моста, а промежуточные – совместно с проезжей частью обеспечивают распределение переменной нагрузки между главными несущими конструкциями.

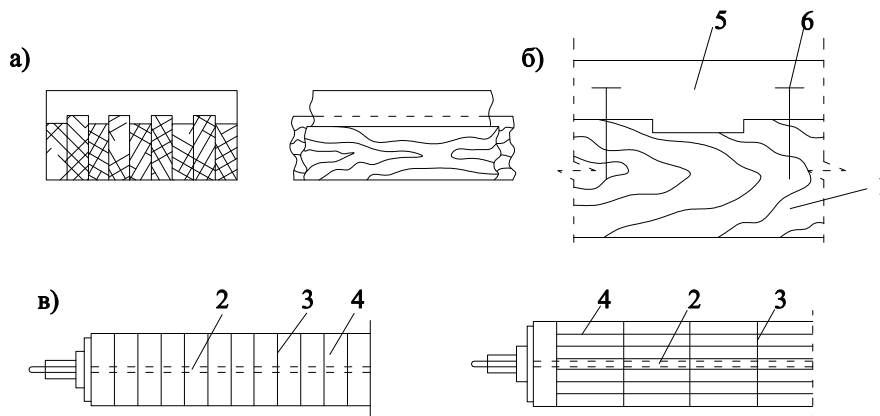
При использовании в качестве главных несущих конструкций моста клееных деревянных балок, поперечные связи могут выполняться в виде диафрагм, изготовленных из клееной древесины (Рисунок 5.4).

5.4.8 Дорожное покрытие должно быть одинаковым на мосту и подходах. Применение дощатых настилов не рекомендуется, поскольку во влажных погодных условиях может привести к авариям при торможении автомобилей. Поэтому проезжую часть моста следует проектировать с использованием деревоплит или плит из массива клееной древесины, соединенных посредством вклеенных или ввинченных в древесину стальных стержней с железобетонной плитой (Рисунок 5.5) с последующей укладкой по ним асфальтобетона.



а – поперечные связи с внутренним расположением тяжей; б – поперечные связи с наружным расположением тяжей; 1 – главная несущая балка; 2 – диафрагма из клееной древесины; 3 – тяжи; 4 – бобышки

Рисунок 5.4 – Схема объединения двух главных несущих балок пролетного строения диафрагмами



1 – деревоплита; 2 – стержень напрягаемой арматуры или предварительно напряженная арматура; 3 – клеевой шов между склеенными слоистыми элементами; 4 – клеевой шов между слоями в склеенных слоистых элементах; 5 – железобетон; 6 – ввинченный или вклеенный стальной стержень; а – деревоплита на гвоздях; б – дерево-бетонная плита; в – примеры формирования деревянных плит

Рисунок 5.5 – Примеры деревянных плит настила

5.4.9 Применяемая в качестве настила деревоплита представляет собой сплошной настил из досок, установленных на ребро и соединенных между собой по пласти посредством гвоздей. На деревоплиту укладывается слой асфальтобетона. Для придания поверхности деревоплите гребенчатой формы и улучшения лучшего сцепления асфальтобетона с плитой, используются доски толщиной 40 мм с разной высотой (110 мм - 140 мм). Деревоплиты опираются непосредственно на пролетные балки (прогоны). Между собой деревоплиты стягиваются тяжами. Поперечный уклон проезжей части достигается за счет изменения толщины слоя асфальтобетона. Используемые для изготовления деревоплиты доски должны быть антисептированы в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (4.1 (1)P).

5.4.10 [1.5.2] Другой разновидностью деревянных плит, используемых при устройстве проезжей части моста, являются плиты из массива клееной древесины, как с вертикальным расположением клеевых швов, так и горизонтальным, а также древо-бетонные плиты с соединениями желобками, состоящие из массива клееной древесины с пазами и ввинченными или вклеенными в древесину стержнями, на которые укладывается бетон (Рисунок 5.5б и 5.5в). Поперечный уклон проезжей части достигается за счет изменения толщины асфальтобетона, укладываемого поверх железобетонной плиты.

5.4.11 Конструкция проезжей части должна быть надежно прикреплена к главным несущим элементам. Соединения элементов проезжей части с несущим элементом моста должны обеспечивать восприятие горизонтальных продольных и поперечные усилий, возникающих при торможении автомобилей или в случае возникновения аварийной ситуации.

5.4.12 Главные несущие элементы (балки, фермы) должны проектироваться со строительным подъемом.

5.5 Основные требования к конструкциям мостов

5.5.1 Проектирование деревянных мостов на территории Республики Казахстан должно осуществляться в соответствии с общепринятыми в Европейском Союзе стандартами и с учетом национальных приложений Республики Казахстан.

5.5.2 Основополагающими документами при проектировании деревянных конструкций мостов являются: СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, определяющие основы проектирования конструкций; СН РК EN 1991-1:2002/2011, включая все его части; СН РК EN 1997-1:2002/2011; СН РК EN 1995/2011, которые состоят из трех частей: СН РК EN 1995-1-1:2008/2011; СН РК EN 1995-1-2:2004/2011 и СН РК EN 1995-2:2004/2011.

5.5.3 Основные размеры пролетных строений и опор новых мостов следует назначать с соблюдением принципов модульности и унификации в строительстве.

Расчетные пролеты или полную длину пролетных строений автодорожных и городских мостов на прямых участках дорог при вертикальных и перпендикулярных осях моста опорах, следует назначать равными 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 33 и 42 м, а при больших размерах пролетов – кратными 21 м.

Приведенные размеры для разрезных пролетных строений из древесины следует принимать в качестве полной длины до 33 м. Для пролетных строений со сквозными главными фермами приведенным размерам должны соответствовать расчетные пролеты. Отступление от указанных размеров допускается при технико-экономическом обосновании при проектировании: мостов, возводимых вблизи существующих; многопролетных путепроводов через железнодорожные станционные пути; деревянных мостов пролетами менее 9 м, а также отдельных пролетов мостов сложных систем (неразрезных, рамно-подвесных, рамно-консольных).

При применении в конструкциях сооружений типовых элементов или стандартных элементов необходимо учитывать установленные для них допустимые отклонения в геометрических размерах. Допуски для деревянных клееных элементов мостов должны удовлетворять требованиям EN 390, а для используемых соединителей - EN 14545. Допускается для сборных элементов, изготавливаемых применительно к данной конструкции моста, в проекте, при соответствующем обосновании, могут быть установлены свои величины отклонений.

5.5.4 Массу и размеры элементов сборных конструкций следует назначать исходя из возможности использования при монтаже и перевозке общестроительных и специализированных кранов, и транспортных средств серийного производства.

5.5.5 Конструкция деформационных устройств (опорных частей, шарниров, уравнильных приборов, сезонных уравнильных рельсов) и их расположение должны обеспечивать необходимую свободу для предусматриваемых взаимных перемещений (линейных, угловых) отдельных частей (элементов) сооружения.

5.5.6 В проектной документации должны быть предусмотрены мероприятия по необходимой защите элементов и частей мостов от повреждений при отсыпке насыпи и

укреплении откосов, от засорения и загрязнения, вредных воздействий агрессивных сред, высоких температур, блуждающих токов и т.д.

5.5.7 Для вновь проектируемых мостов расстояния между соседними главными фермами (балками) следует назначать из условия обеспечения осмотра, текущего содержания и окраски отдельных частей конструкций. При отдельных пролетных строениях (под проезжую часть одного направления движения транспортных средств) расстояние в свету между смежными главными фермами (балками) следует назначать не менее 1,0 м.

5.5.8 В деревянных мостах, как правило, следует применять элементы заводского изготовления, а элементы всех мостов с клеевыми соединениями - только заводского изготовления.

5.5.9 [4.1] При проектировании деревянных мостов следует предусматривать специальные меры по защите древесины от гниения, а в необходимых случаях - и от возгорания.

5.5.10 [4.1.1] Конструкции деревянных мостов должны обеспечивать доступность всех частей для осмотра и очистки, устранения неплотностей, возникших в соединениях, посредством подтяжки болтов и тяжей, а также допускать возможность простого ремонта отдельных элементов, на железных дорогах - замену капитальными мостами.

Применяемые в конструкциях узлы, стыки и соединения должны обеспечивать равномерное распределение усилий между отдельными элементами и частями сооружения.

Особое внимание при проектировании следует уделять обеспечению условий для проветривания отдельных частей конструкции.

5.5.11 В балочных эстакадных мостах на однорядных опорах для восприятия горизонтальных сил следует устраивать, как правило, каждую пятую опору двухрядной или многорядной.

5.5.12 [4.1.(2)P] При использовании деревянных опор, они должны быть надежно защищены от воздействия льда и плавующих предметов с помощью обшивок, обстроек и ледорезов.

5.5.13 [4.1.1] Соединения следует применять простые с минимальным количеством врубок и устраивать так, чтобы в них не застаивалась вода.

В составных элементах для проветривания следует предусматривать зазоры не менее 40 мм между брусками и не менее 20 мм между бревнами. В конструкциях, не допускающих устройства зазоров, должны быть приняты меры против непосредственного увлажнения атмосферными осадками. Устройство закрытых стыков (накладки со всех сторон) в надводной части деревянных конструкций не допускается. Согласно СН РК EN 1995-2:2004/2011 (4.1.1) в пролетных строениях из цельной и клееной древесины следует предусматривать меры, препятствующие попаданию на них солнечных лучей.

5.5.14 Соединение пиломатериалов по длине осуществляется с помощью зубчатых соединений в соответствии с требованиями СТ РК EN 385.

5.5.15 После антисептирования деревянных элементов не допускается какая-либо их обработка, кроме сверления отверстий для установки скрепляющих изделий.

Просверленные в антисептированной древесине отверстия перед установкой скрепляющих изделий необходимо обильно смазать герметиком.

5.5.16 Для обеспечения поперечной жесткости пролетного строения с клееными или клеефанерными главными балками необходимо устанавливать в опорных сечениях и в пролете через 4 м - 6 м поперечные связи, а при клеефанерных балках - и продольные связи в плоскости верхних поясов балок.

5.5.17 Главные балки пролетных строений длиной 15 м и более следует, как правило, устанавливать на резиновые опорные части. Взамен опорных частей под балками допускается укладывать мауэрлатные брусья из антисептированной древесины с устройством прокладок из гидроизоляционного материала.

5.5.18 [8.2.(3) Р] Деревянная или железобетонная длина проезжей части должна быть связана с главными балками креплениями, обеспечивающими передачу балкам горизонтальных усилий.

5.5.19 При конструировании проезжей части клееных пролетных строений автодорожных и городских мостов необходимо предусматривать продольные и поперечные уклоны, обеспечивающие быстрый сток воды с проезжей части.

При длине моста до 50 м и его одностороннем уклоне не менее 1 %, а также при длине моста 100 м и уклонах от середины в каждую сторону не менее 1 % водоотвод допускается обеспечивать за счет продольного стока воды.

5.5.20 [4.1.1] Проезжая часть клееных пролетных строений должна защищать нижележащие конструкции от попадания осадков и прямого солнечного освещения. Плиту проезжей части следует устраивать непрерывной, а на верхние пояса балок под железобетонную плиту укладывать водонепроницаемые прокладки.

5.5.21 При проектировании деревянных конструкций мостов особое внимание должно уделяться условиям эксплуатации по характеристикам температурно-влажностных воздействий, согласно СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (2.3.1.3); по естественной долговечности в соответствии с требованиями EN 350-2 для конкретного класса эксплуатации, установленного в EN 335-1, EN 335-2 и EN 335-3; по устойчивости к химической агрессии, согласно требованиям СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (4.2).

5.5.22 При проектировании конструкций и особенно их узловых соединений, следует предусматривать проверку на транспортные и монтажные нагрузки в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (Раздел 10). В рабочей документации следует указывать места и способы строповки, а при необходимости – местные усиления при перевозке, кантовке и подъеме конструкции.

5.5.23 Главные несущие конструкции мостов должны иметь сплошное массивное сечение и изготавливаться из брусьев, круглого леса или из клееной древесины. Конструкции из брусьев или круглого леса следует проектировать с зазорами между элементами вне зон соединений, которые способствуют более быстрому высыханию древесины в процессе эксплуатации.

5.5.24 Опорные части и узловые соединения главных несущих конструкций мостов следует проектировать таким образом, чтобы концы элементов были, по возможности, хорошо проветриваемыми и имели минимальную площадь контакта с металлом. Следует избегать использования глухих металлических башмаков при опирании несущих конструкций на опоры мостов, а также в коньковых узлах арок, рам и др.

5.5.25 Для улучшения условий проветривания зазор между торцами главных балок в автодорожных и городских мостах следует назначать не менее 100 мм, высоту опорных частей - не менее 50 мм. Между главными балками и плитой проезжей части должны устраиваться проемы высотой 50 мм - 60 мм.

5.5.26 В пролетных строениях с ездой поверху жесткую и скрепленную с фермами проезжую часть следует использовать в качестве горизонтальных связей.

5.5.27 В изгибаемых элементах в сечениях с наибольшими изгибающими моментами необходимо избегать ослабления подрезками крайних растянутых волокон. В опорных сечениях элементов при условии обеспечения прочности древесины на отрыв поперек волокон, допускается подрезка высоты элемента в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.5.1 и 6.5.2).

5.5.28 Стыки растянутых и сжатых элементов в фермах следует, как правило, располагать вне узла (в панели), при этом стыки сжатых элементов следует располагать вблизи узлов, закрепленных от выходов из плоскости фермы.

Стыки клееных неразрезных балок следует располагать в зоне минимальных моментов.

5.5.29 Соединяемые элементы должны быть стянуты болтами, а при необходимости - хомутами. Болты должны иметь стальные шайбы с обоих концов.

5.5.30 [8.1(1)Р] Стыки растянутых и растянуто-изгибаемых поясов ферм рекомендуется перекрывать деревянными накладками на сквозных цилиндрических стальных нагелях, винтах или выполнять клеештыревыми.

Применение металлических зубчатых пластин (МЗП) запрещается.

Стыки сжатых элементов поясов, выполненные в торец, должны быть перекрыты накладками, а при необходимости усилены вклеенными или ввинченными стальными стержнями.

Стыки поясов дощато-гвоздевых ферм следует перекрывать накладками на стальных нагелях.

5.5.31 Наименьшие расстояния между болтами, нагелями, гвоздями, дюбелями, шурупами, глухарями и штырями при их рядовой расстановке должны приниматься в соответствии с требованиями Пунктов 8.3.1.2(5), 8.6(3) и 8.7.2 (3) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

5.5.32 При соединении на гвоздях и дюбелях элементов из древесины лиственных и других твердых пород, а также во всех случаях применения гвоздей диаметром d свыше 6 мм должно предусматриваться предварительное просверливание гнезд диаметром 0,8 - 0,9 d .

5.5.33 Нагели, дюбели, шурупы, винты, глухари и гвозди не следует располагать по оси досок или брусев.

Шахматная расстановка просверленных гнезд в нагельных соединениях не рекомендуется.

Гвозди в поясах ферм следует располагать вертикальными рядами.

5.5.34 При встречной несквозной забивке гвоздей и дюбелей концы их могут быть перепущены один за другой на 1/3 толщины средней доски без увеличения расстояния между гвоздями и дюбелями.

5.5.35 Стяжные болты в стыках с нагельными соединениями следует применять, как правило, одного диаметра с нагельными. Число болтов должно быть не более 20 % числа нагелей и не менее четырех на каждую половину накладки.

5.5.36 В качестве штырей в клеештыревом соединении следует применять горячекатаную стержневую стальную арматуру периодического профиля диаметром 12 - 26 мм.

Диаметры отверстий под штыри следует назначать увеличенные по сравнению с диаметрами штырей: при диаметре штыря 12 мм - на 2 мм, 14 мм - 18 мм - на 3 мм, 20 мм - 22 мм - на 4 мм, при штырях диаметром свыше 22 мм - на 5 мм.

Глубину заделки штыря в древесину рекомендуется принимать равной 15 - 20 диаметрам штыря.

5.5.37 В сжатых и растянутых элементах штыри следует располагать равномерно по сечению. Число штырей должно быть не менее четырех.

При числе штырей пять и более, для предотвращения концентрации напряжений штыри следует назначать разной длины.

5.5.38 Глубина врубок и врезок в соединениях должна быть не менее: в брусках (и окантованных бревнах) - 20 мм, в бревнах - 30 мм.

Глубина врубок и врезок должна быть не более:

а) при соединениях на шпонках и колодках: в брусках - 1/5 толщины бруса;

а бревнах - 1/4 диаметра бревна;

б) при соединениях на врубках:

– в опорных узлах - 1/3 толщины элемента;

– в промежуточных узлах сквозных ферм - 1/4 толщины элемента. Длина плоскости скалывания в соединениях должна назначаться не менее четырех глубин врезки и не менее 200 мм.

5.5.39 Соединения элементов на врубках следует осуществлять, как правило, в виде лобовых врубок с одним зубом или непосредственного лобового упора примыкающих сжатых элементов.

В соединениях на лобовых врубках с двумя зубьями глубина врубки зуба должна быть более глубины первого зуба не менее чем на 20 мм. Применение лобовых врубок с тремя зубьями не допускается. Соединения на щечковых врубках не допускается.

Рабочую плоскость смятия следует располагать перпендикулярно оси примыкающего сжатого элемента.

5.5.40 Соединения деревянных элементов с использованием металлических зубчатых шпонок (согласно EN 912) должны выполняться в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (8.9 и 8.10).

5.5.41 Проезжую часть автодорожных и городских мостов следует устраивать с использованием деревоплит, плит из массива клееной древесины или дерево-бетонных плит.

5.5.42 Усилия от поперечных балок на пояса ферм должны передаваться без эксцентриситетов через подушки, перекрывающие все ветви пояса.

5.5.43 В местах лобового упора раскосов и стоек при отсутствии наружных соединений должны быть поставлены потайные штыри, в местах пересечения раскосов - болты и прокладки.

5.5.44 Число ветвей стальных тяжей в решетчатых фермах должно быть не более двух.

На концах тяжей должны предусматриваться контргайки, длина нарезки должна обеспечивать возможность необходимого натяжения тяжей гайками, при строительстве и эксплуатации.

5.5.45 Способы транспортировки, складирования, укрупнительной сборки и монтажа, влияющие на конструктивное решение, защиты деревянных конструкций от коррозии и огня должны быть заранее определены и представлены в проекте производства работ в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (Раздел 10).

5.5.46 При проектировании пролетных строений деревянных мостов необходима тесная увязка строительной и технологической частей проекта с целью исключения возможности перегрева и увлажнения конструкций, а также не предусмотренного проектом вибрационного и динамического воздействия на них. К конструкциям не должны подвешиваться или располагаться вблизи них неизолированные горячие трубопроводы и провода электрических линий передач.

5.6 Требования по конструированию балок пролетных строений мостов, изготавливаемых из клееной древесины, LVL или фанеры

5.6.1 Деревянные балки являются безраспорными плоскими конструкциями, которые используются в пролетных строениях мостов. Балки изготавливаются как из цельной, так и клееной древесины, и LVL. Балки из клееной древесины могут быть клеедощатыми, состоящими из пакетов досок, склеенных между собой в основном по пласти, клеефанерными тонкостенными, состоящими из дощатых поясов и приклеенных к ним стенок из водостойкой фанеры, и клееными тонкостенными, состоящими из дощатых поясов и приклеенных к ним стенок из LVL.

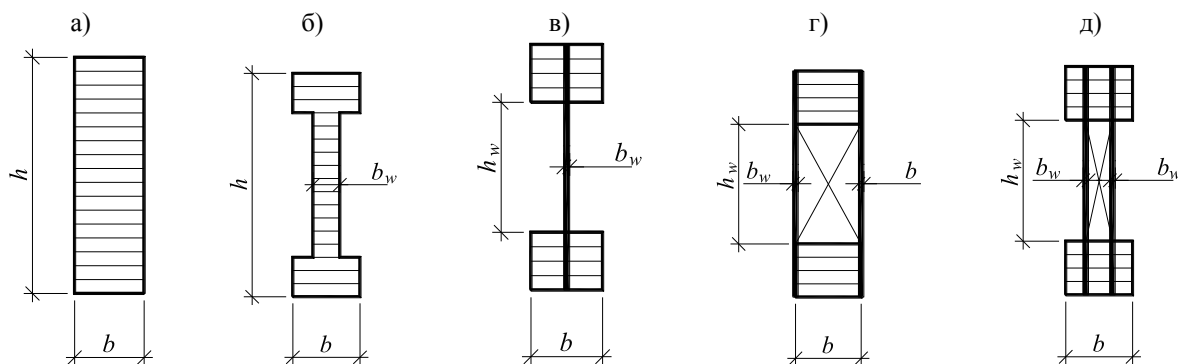
5.6.2 По геометрическому очертанию балки, используемые для пролетных строений мостов, можно разделить на прямолинейные и криволинейные (изготовленные из тонких досок – гнутоклееные), либо с криволинейными участками. Прямолинейные и гнутоклееные балки могут быть постоянной или переменной высоты поперечного сечения – односкатные и дускатные. Гнутоклееные балки следует использовать для пролетных строений пешеходных мостов.

5.6.3 Пролетные строения из клееной древесины, LVL (далее клееные), а также из водостойкой фанеры для автодорожных мостов длиной от 9 м до 24 м рекомендуется выполнять в виде разрезных или неразрезных балок со сплошными стенками.

5.6.4 Оптимальная форма поперечного сечения главных клееных балок пролетных строений мостов должна определяться на основании расчета по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.3.3, 6.4.1 – 6.4.3, 7.2, 9.1.1) и СН РК EN 1995-2:2004/2011 (6.2, 7.3). Возможные сечения клееных и клеефанерных балок пролетных строений мостов на автомобильных дорогах, приведены на Рисунке 5.6. Главные балки, стенки которых изготовлены из фанеры, рекомендуется выполнять виде двутаврового поперечного сечения. Используемая для изготовления клеефанерных балок фанера должна быть

толщиной не менее 6 мм и изготовлена на водостойких клеях, а также удовлетворять требованиям СТ РК EN 12369-1, EN 636.

5.6.5 Конструирование элементов должно производиться с учетом технологии изготовления и основных требований СТ РК EN 14080, EN 350-1, EN 350-2, EN 15228, EN 386, EN 335-2, EN 335-3, EN 314-2, предъявляемых как к самим материалам, так и к склеиванию. Конструкции элементов и соединений должны обеспечивать четкую статическую схему их работы.



а – прямоугольное; б – двутавровое; в – клефанерное двутавровое; г – клефанерное коробчатое; д – клефанерное двутаврово-коробчатое

Рисунок 5.6 – Типы поперечного сечения клееных и клефанерных главных балок

5.6.6 В конструкции должны быть предусмотрены меры предохранения древесины от непосредственного увлажнения атмосферными осадками и по возможности - от прямого попадания солнечных лучей, путем устройства защитной разреженной дощатой наклонной обшивки по деревянному каркасу. Все элементы и конструкции должны быть открытыми, хорошо проветриваемыми и доступными для осмотра.

Конструкция опорных частей должна исключать возможность проникновения влаги от опоры в элементы пролетного строения.

5.6.7 При изготовлении клееных и клефанерных элементов должны соблюдаться требования приведенные в Разделе 6 настоящего пособия. При склеивании широких элементов из цельной древесины с фанерой, их ширина должна быть не более 100 мм.

5.6.8 В растянутых элементах, склеенных из водостойкой фанеры и древесины, в одном сечении допускается стыковать не более 20 % всех листов водостойкой фанеры. Расстояние между осями соседних стыков должно быть не менее 1000 мм.

5.6.9 Конструкция клееных элементов должна обеспечивать возможность антисептирования древесины.

После антисептирования не допускается какая-либо обработка элементов конструкции, кроме сверления отверстий для установки соединительных деталей (болтов, винтов, шурупов, шайб, шпонок и т.п.).

Просверленные отверстия перед установкой соединительных деталей должны быть обработаны антисептиком в соответствии с требованиями EN 15228.

5.6.10 Высоту главных балок прямоугольного и двутаврового сечений рекомендуется назначать в пределах 1/10 - 1/15 пролета.

5.6.11 Ширина прямоугольных балок и толщина стенок двутавровых балок определяется из расчета прочности на сдвиг (скалывание) по нейтральной оси согласно Пунктам 6.1.7 и 9.1.1(8) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011. Ширину прямоугольных балок из условий общей устойчивости рекомендуется принимать не менее $1/6$ высоты балки. Для двутавровых балок ширину сжатого пояса рекомендуется принимать не менее $1/5$ высоты балки, а толщину стенки - не менее $1/2$ ширины меньшей полки.

5.6.12 В крайних зонах клееных балок прямоугольного сечения (на $1/6$ высоты от кромки балки, но не менее двух досок), в поясах балок двутаврового сечения и во всех растянутых элементах следует применять пиломатериал не ниже класса прочности С27, а во всех остальных зонах и элементах разрешается применять пиломатериал на один класс прочности ниже.

5.6.13 Для обеспечения поперечной жесткости пролетного строения с клееными и клефанерными главными балками необходимо устанавливать на торцах и в пролете через 4 - 6 м поперечные связи, а в плоскости верхнего пояса - продольные связи. В случаях, когда проезжая часть надежно объединена с главными балками, продольные связи в плоскости верхнего пояса не обязательны. Все связи должны быть рассчитаны в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (9.2.5).

5.6.14 При конструировании клефанерных элементов, фанеру целесообразно располагать в местах, испытывающих наибольшие скалывающие и растягивающие усилия (стенки балок, растянутые пояса и т.п.).

5.6.15 Толщину фанерной стенки назначают из условия прочности на скалывание по нейтральной оси сечения, при этом она не должна быть меньше 6 мм.

Сечение ребер жесткости и расстояние между ними назначают расчетом из условия обеспечения местной устойчивости фанерной стенки в соответствии с требованиями Пунктов 9.1.1(7) и 9.1.1(8) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 или Пункта 8.1.9 настоящего пособия.

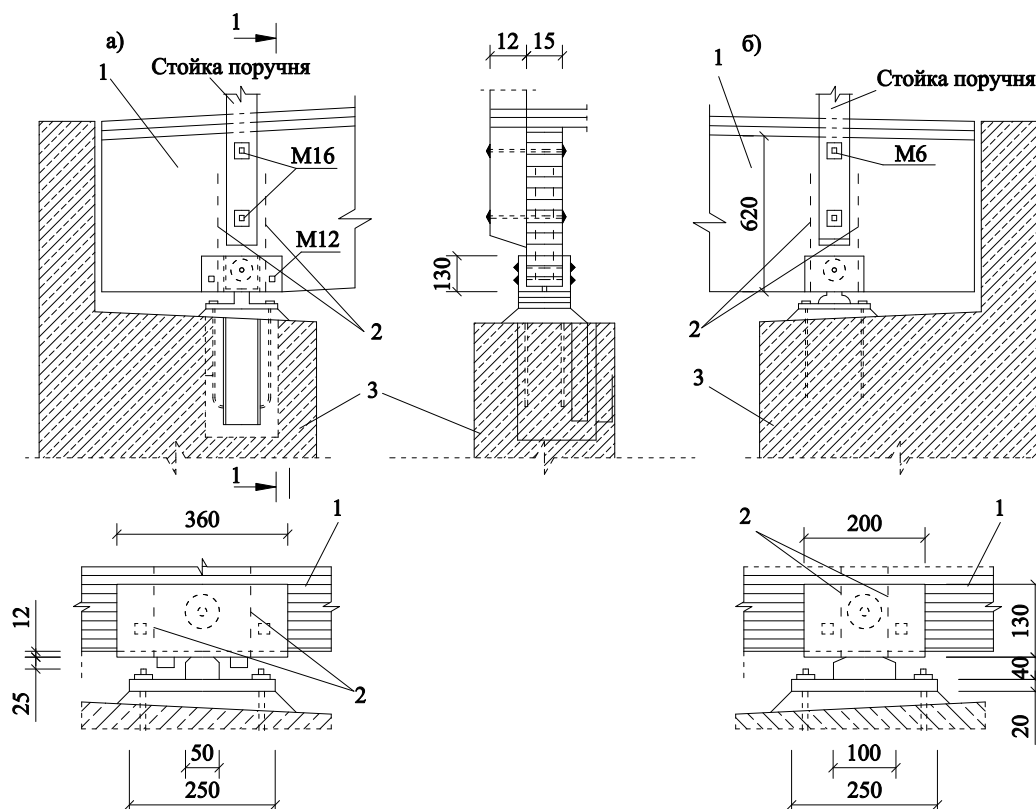
В местах стыкования листов фанеры установка ребер жесткости обязательна.

Ребра жесткости следует приклеивать к стенкам балки. Прикрепление ребер жесткости другими способами не допускается.

Волокна наружных слоев фанеры в стенке балки следует располагать в направлении продольной оси балки.

5.6.16 В качестве опорных частей для пролетных строений длиной до 24 м рекомендуется применять резиновые прокладки. Допускается применять взамен опорных частей общий мауэрлатный брус из антисептированной древесины с прокладками (по плоскостям контакта с главными балками) из гидроизоляционного материала.

5.6.17 Для балок из слоистой клееной древесины и балок из LVL, опорные узлы выполняются с использованием стальных шарниров. Примеры таких узлов приведены на Рисунок 5.7, а их расчет следует выполнять в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.1.5 и 8.7.2).



а – схема неподвижной опоры; б – схема подвижной опоры; 1 – главная балка из клееной древесины; 2 – вклеенные или ввинченные стержни; 3 – железобетонные опоры моста

Рисунок 5.7 – Схемы опорных узлов главных балок пролетных строений мостов

5.6.18 Подрезки, скосы и вырезы в балках допускаются в том случае, если они удовлетворяют требованиям СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.5).

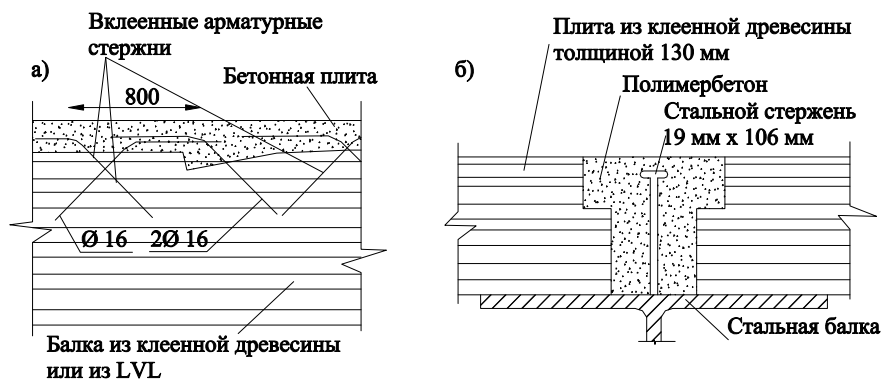
5.6.19 Составным балкам на податливых связях следует придавать строительный подъем путем выгиба элементов до постановки связей. Величину строительного подъема следует принимать увеличенной в полтора раза по сравнению с прогибом составной балки, обусловленного действием расчетной нагрузки.

5.6.20 Клееным балкам с шарнирным опиранием и прямолинейной нижней гранью следует придавать строительный подъем, равный $1/200$ пролета. Поперечное сечение клееных балок может быть сформировано как с горизонтальным расположением клеевых швов, так и вертикальным. В пролетных строениях мостов следует использовать клееные балки с горизонтальным расположением клеевых швов. Установленные в EN 1194 классы прочности для слоистой клееной древесины распространяются только на клееные элементы с горизонтальным расположением клеевых швов в поперечном сечении.

5.6.21 Проезжая часть по клееным или клеефанерным балкам может быть выполнена как в виде деревоплиты, склеенной или сбитой из досок, так и в виде железобетонной плиты. Проезжая часть из железобетона проектируется и изготавливается в соответствии с требованиями СН РК EN 1992-1-1:2002/2011.

Проезжую часть в виде деревоплиты, как правило, не включают в совместную работу с главными балками. В случаях, когда соединение деревоплиты с главными балками обладает незначительной податливостью, то в расчетах главных балок допускается учитывать работу деревоплиты. Для обоснования таких соединений должны

быть проведены экспериментально-теоретические исследования. Что же касается железобетонной плиты проезжей части, то она должна быть включена в совместную работу с главными балками. Примеры соединений железобетонной плиты с главными балками приведены на Рисунке 5.8.



а – схема соединения бетонной плиты проезжей части с главной балкой; б – схема соединения плиты проезжей части с главной балкой

Рисунок 5.8 – Схемы соединений плит с главными балками пролетных строений мостов

5.6.22 [8.2.2(3)P] Соединение плиты проезжей части к главным балкам должно обеспечивать передачу балкам поперечных горизонтальных ударов, ветровой нагрузки, а также продольной нагрузки от торможения и сил тяги транспортных средств. Крепления должны препятствовать отставанию плиты от балки.

5.6.23 При конструировании проезжей части клееных (слоистая клееная древесина, LVL) и клеефанерных пролетных строений автодорожных мостов наряду с устройством надежной гидроизоляции необходимо предусматривать продольные или поперечные уклоны, обеспечивающие быстрый сток воды с проезжей части. При длине моста до 50 м и одностороннем уклоне не менее 1 %, а также длине моста 100 м и двухстороннем уклоне, водоотвод обеспечивается за счет продольного стока воды. В других случаях воду следует отводить с помощью водоотводных лотков за тротуар. Применять водоотводные трубки, расположенные в плите проезжей части, не допускается.

5.6.24 В качестве покрытия на мостах может применяться поверхностная обработка, основанная на результатах исследований для конкретного климатического региона, приведенная в национальном приложении, или асфальтобетон.

Проезжая часть клееных и клеефанерных пролетных строений должна обеспечивать защиту нижележащих конструкций от попадания атмосферных осадков и не препятствовать свободному проветриванию.

Для улучшения условий проветривания пролетного строения и особенно торцов главных балок рекомендуется длину главных балок принимать на 60 мм - 80 мм короче, чем расстояние между осями опор, а высоту опорных частей - не менее 50 мм. Торцы главных балок должны быть защищены от увлажнения путем нанесения специальных мастик.

5.6.25 Проекты клееных и клефанерных пролетных строений должны содержать указания о способах закрепления элементов при перевозке и монтаже, а также конструкции инвентарных приспособлений.

5.7 Требования по конструированию арок и рам пролетных строений мостов, изготавливаемых из клееной древесины

5.7.1 Рамы и арки, используемые в качестве главных несущих конструкций пролетных строений мостов, относятся к плоским распорным конструкциям.

При проектировании пролетных строений чаще всего следует использовать клееные деревянные рамы сплошного сечения. Сквозные (решетчатые) рамы проектируются в основном из цельной древесины.

5.7.2 При строительстве новых мостов в основном используются рамы из прямолинейных элементов слоистой клееной древесины (Рисунок 5.9), а также рамы из прямолинейных элементов слоистой клееной с криволинейными вставками (Рисунок 5.2 а).

5.7.3 Стойки рам следует проектировать преимущественно с переменной высотой h и постоянной шириной b поперечного сечения, а ригели – с постоянной высотой и шириной поперечного сечения. Для большинства типов рам могут быть рекомендованы следующие конструктивные размеры: высота поперечных сечений стойки и ригеля в зоне карнизных узлов $h_1 = (1/20 - 1/30)L$, а у опорных узлов стоек – $h_3 = 0,4h_1$. Отношение максимальной высоты к ширине поперечного сечения в рамах может приниматься $h_1/b = 4 - 8$. Данные конструктивные рекомендации относятся к рамам массового применения. Для большепролетных и уникальных по формообразованию рам, могут устанавливаться свои требования, которые зависят от многих факторов и задач проектирования.

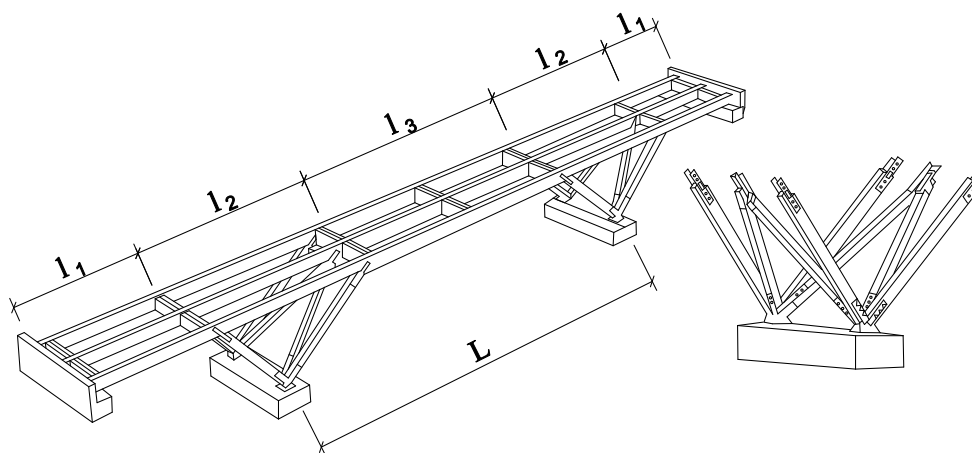


Рисунок 5.9 – Конструкция моста через реку Клинтфорсан в Швеции [6]

5.7.4 В элементах клееных рам допускается сочетать древесину двух классов прочности, используя в крайних зонах на $1/6$ высоты поперечного сечения более высокий класс прочности древесины, а в средней части – древесину более низкого класса прочности.

5.7.5 Статический расчет рам выполняется в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011(5.4.4).

5.7.6 Рамы должны рассчитываться по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.2, 6.3) и СН РК EN 1995-2:2004/2011 (6.2, 7.3).

5.7.7 Криволинейные участки гнуто-клееных рам из слоистой клееной древесины или LVL должны рассчитываться с учетом требований СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.4.3).

5.7.8 При проектировании пролетных строений мостов могут использоваться двух- и трехшарнирные арки. В пролетных строениях мостов используются арки, изготовленные из массива слоистой клееной древесины прямоугольного постоянного поперечного сечения. По своему очертанию чаще всего при проектировании мостов используются криволинейные арки постоянного и переменного радиуса кривизны.

5.7.9 В пологих арках стрела подъема обычно принимается $1/5 - 1/7$ от пролета. В общем случае отношение стрелы подъема к пролету должно приниматься в зависимости от количества полос движения (ширины проезжей части) и расстояния между опорами моста. Сечение арок из слоистой клееной древесины небольшого пролета (пролетом до 18 м) рекомендуется принимать таким, чтобы отношение высоты поперечного сечения к ширине не превышало 5. При большем отношении h/b , необходимо выполнять расчет на устойчивость, как сжато-изгибаемого элемента в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.3.2 и 6.3.3). В поперечном направлении арки должны быть раскреплены от потери устойчивости поперечного сечения.

5.7.10 В элементах арок из слоистой клееной древесины допускается сочетать древесину двух классов прочности, используя в крайних зонах на $1/6$ высоты поперечного сечения более высокий класс прочности древесины, а в средней части – древесину более низкого класса прочности.

5.7.11 В криволинейных элементах арок, изготовленных из слоистой клееной древесины, толщина досок не должна превышать 34 мм – 36 мм и быть не более $r/250$, где r – радиус кривизны. Слоистая клееная древесина, используемая для изготовления арок, должна удовлетворять требованиям СТ РК EN 14080.

5.7.12 Статический расчет арок следует выполнять в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (5.4.4).

5.7.13 Арки должны быть рассчитаны по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.2, 6.3) и СН РК EN 1995-2:2004/2011 (6.2, 7.3).

5.7.14 Опорные и коньковые узлы арок должны иметь доступ для осмотра опорных частей древесины и не должны выполняться с использованием стальных башмаков закрытого типа.

5.8 Требования по конструированию ферм пролетных строений мостов, изготавливаемых из клееной древесины или LVL

5.8.1 Фермы относятся к сквозным конструкциям балочного типа. В пролетных строениях мостов чаще всего используются фермы треугольного очертания (Рисунок 5.10) и фермы с параллельными поясами. Элементы таких ферм могут изготавливаться, как из слоистой клееной древесины, так и LVL. Узловые соединения ферм в зависимости от

ширины моста и расстояния между опорами могут выполняться с использованием кольцевых и зубчатых шпонок, зубчато-шиповых клеевых соединений, клеештыревых соединений и стальных пластин с нагелями (Рисунок 5.11).

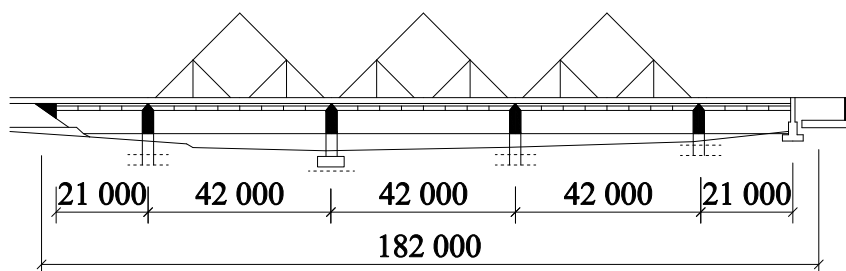
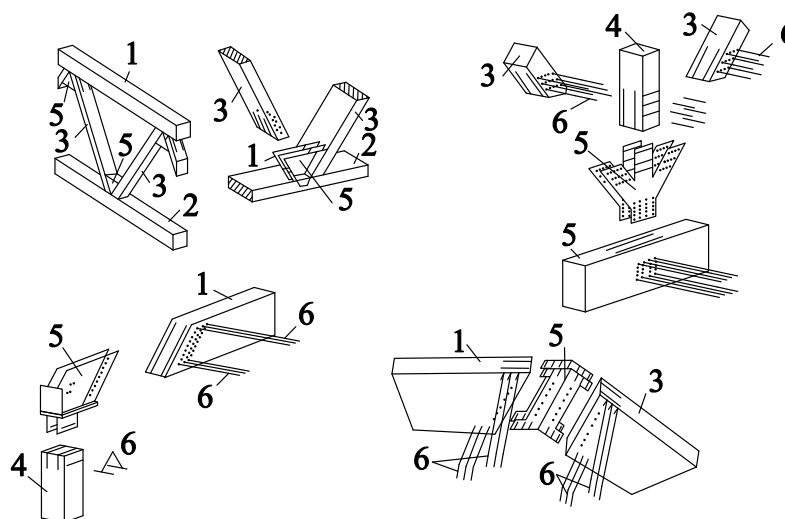


Рисунок 5.10 – Боковой вид моста в Финляндии [7]

5.8.2 Не следует проектировать узлы и стыки элементов ферм с соединениями на связях различной податливости, а также стыки, в которых часть стержней соединена непосредственно, а часть – через промежуточные элементы и соединения.

5.8.3 В соединениях на гладких цилиндрических нагелях в узлах и стыках элементов ферм, должны быть установлены стяжные болты. Количество стяжных болтов должно составлять не менее 25 % от количества нагелей. Составные элементы ферм на податливых связях должны стягиваться болтами. Диаметр стяжных болтов определяется расчетом, но должен быть не менее 12 мм. Шайбы должны иметь размер сторон или диаметр не менее $3,5d$ и толщину не менее $0,25d$.



1 – верхний пояс фермы; 2 – нижний пояс фермы; 3 – раскосы; 4 – стойка;
5 – стальные пластины с отверстиями под нагели; 6 – нагели

Рисунок 5.11 – Схемы соединений узлов ферм с использованием металлических пластин и нагелей

5.8.4 Стыки растянутых нижних поясов ферм следует выполнять в середине длины панели, или в середине пролета с обязательной проверкой прочности, с учетом ослаблений, концентрации напряжений и возможных эксцентриситетов.

5.8.5 Используемые для изготовления ферм материалы и соединительные элементы должны удовлетворять требованиям, установленным в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (3.2(1)Р, 3.3(1), 3.3(4)Р, 3.4(1)Р, 3.4(6)Р, 3.6(1)Р, 3.7(1)Р, 4.1(1)Р, 4.2(1)Р.

5.8.6 Оси всех элементов ферм должны центрироваться в узлах. Внецентренное присоединения решетки в узлах не допускается.

5.8.7 В деревянных элементах ферм, площадь поперечного сечения нетто должна быть не менее 5000 мм² и не менее половины полной площади сечения брутто при симметричном ослаблении, а также не менее 0,67 – при несимметричном ослаблении. Расчет элементов ферм, имеющих ослабления, должен выполняться в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (5.2).

5.8.8 В фермах с соединительными элементами в виде металлических пластин с отверстиями для нагелей, минимальная нахлестка пластины на любом деревянном элементе, должна быть не менее 40 мм и не менее 1/3 высоты деревянного элемента, а в стыках поясов ферм – не менее 2/3 требуемой высоты элемента.

5.8.9 Все фермы должны иметь строительный подъем. Величина строительного подъема должна быть не менее 1/200 пролета. В фермах, пролетом более 30 м, одна из опор должна быть шарнирно подвижной.

5.8.10 Фермы должны быть рассчитаны по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности, в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (5.4.1 – 5.4.3, 6.1.2 – 6.1.5, 6.2.1, 6.2.2) и СН РК EN 1995-2:2004/2011 (6.2, 7.2, 7.3).

5.9 Требования к многослойным предварительно напряженным деревянным плитам настила мостов

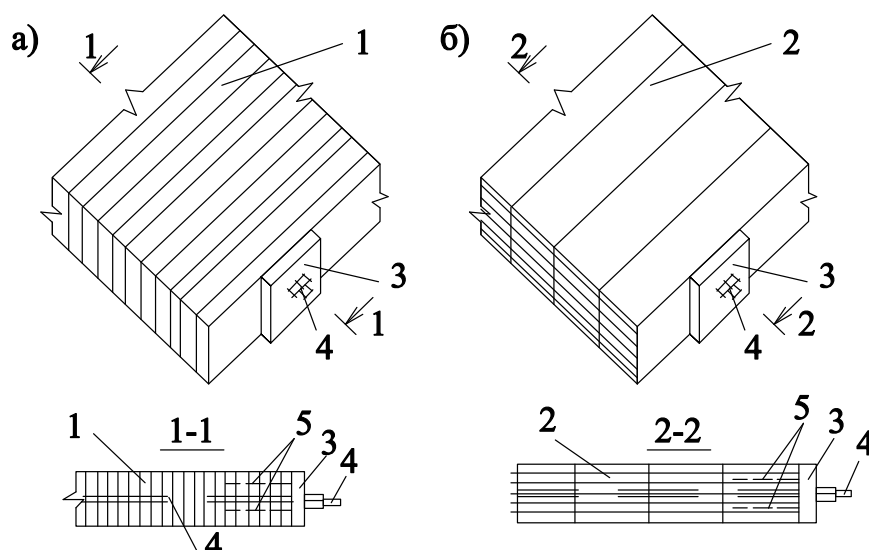
5.9.1 [1.5.2.2] При проектировании деревянных балочных мостов, в качестве настила проезжей части мостов могут быть использованы многослойные деревянные плиты двух типов: многослойные плиты настила с горизонтальным или вертикальным расположением слоев досок в поперечном сечении. Соединение слоев в плитах может быть выполнено как на механических связях (гвозди, шурупы), так и на клею. Плиты с соединениями слоев на клею обладают большей жесткостью по сравнению с плитами, в которых соединение слоев выполнено с использованием механических связей.

Многослойные плиты с клеевым соединением слоев чаще всего выполняются с предварительным напряжением в поперечном направлении по отношению к продольной оси проезжей части. Многослойные плиты с соединениями слоев посредством механических связей могут быть предварительно напряжены только с вертикальным расположением слоев (Рисунок 5.12).

Предварительное напряжение деревянных плит настила осуществляется с помощью натяжения стальных стержней или арматуры. Стальные стержни или арматура располагаются в отверстиях или пазах плиты. Натяжение стержней осуществляется на древесину через распределительные пластины. Поскольку усилия предварительного напряжения действуют поперек волокон, следует при выполнении предварительного напряжения учитывать такие свойства древесины, как ползучесть и коэффициент линейного расширения при изменении влажности древесины. Известно, что в поперечном

направлении ползучесть и линейное расширение значительно больше, чем вдоль волокон, а прочность в 10 – 12 раз меньше. Учитывая эти обстоятельства, усилия предварительного напряжения в тросах, с течением времени, будут уменьшаться. Поэтому, в преднапряженных плитах настила, при условии постоянства температурно-влажностных условий эксплуатации, раз в 4 месяца следует осуществлять контроль усилий в тросах. Если же это условие не выполняется, то контроль преднапряжения следует осуществлять чаще, руководствуясь требованием, чтобы уровень длительного остаточного напряжения $\sigma_{p,min}$ сжатия между слоями древесины (досок) не был меньше $0,35 \text{ Н/мм}^2$.

В плитах настила, изготовленных из слоистой клееной древесины, а также плитах, состоящих из блоков толщиной $t \geq 200 \text{ мм}$ (слоистая клееная древесина с горизонтальным расположением слоев, LVL или брусья из цельной древесины), с целью уменьшения потерь предварительного напряжения в результате ползучести древесины, в зоне контакта упорных пластин с древесиной, рекомендуется устанавливать ввинченные или вклеенные стержни (Рисунок 5.12). Такое решение позволяет увеличить уровень предварительного натяжения стальных тросов, поскольку несущая способность упорных площадок будет определяться не прочностью древесины при смятии поперек волокон, а прочностью на продавливание ввинченных или вклеенных поперек волокон стержней. Кроме того, это позволит уменьшить влияние изменения влажности древесины на уровень предварительного напряжения.



1 – плита из слоистой клееной древесины; 2 – плита из блоков слоистой клееной древесины с горизонтальным расположением слоев; 3 – упорная стальная пластина; 4 – стальной трос; 5 – вклеенные или ввинченные стержни; а – плита из слоистой клееной древесины с вертикальным расположением слоев; б – плита из блоков слоистой клееной древесины с горизонтальным расположением слоев

Рисунок 5.12 – Схемы преднапряженных многослойных деревянных плит

Необходимость создания предварительного напряжения в деревянных плитах настила обусловлена приданием плите монолитности в поперечном направлении, уменьшением растягивающих и сдвигающих напряжений в вертикальных клеевых швах слоистых плит от действия транспортных нагрузок, распределением сосредоточенной

нагрузки от транспортных средств по ширине плиты, исключением возникновения трещин в асфальтобетонном покрытии проезжей части, а также повышением долговечности и надежности плит в процессе эксплуатации.

В практике строительства мостов используются как многослойные предварительно напряженные плиты с клеевым соединением слоев, так и с использованием механических связей.

5.9.2 Многослойные предварительно напряженные плиты настила должны изготавливаться из досок толщиной от 30 мм до 60 мм и шириной от 150 мм до 250 мм, расположенных вертикально (на ребро) вдоль оси проезжей части. Соединение между досками может осуществляться как на клею, так и с использованием механических связей (гвоздей). Рекомендуемые толщины пиломатериалов, используемых в многослойных преднапряженных плитах настила, приведены в Таблице 5.3.

5.9.3 Расстояние между преднапряженными стальными тяжами, устанавливаемыми в поперечном направлении к продольной оси плиты, зависит от толщины пиломатериала, диаметра тяжей, условий эксплуатации. Рекомендуемый шаг стальных тяжей приведен в Таблице 5.4.

Таблица 5.3 – Рекомендуемая толщина пиломатериалов для преднапряженных плит настила [13]

Толщина пиломатериала, мм	Максимальная длина плиты, м	
	с одной полосой движения шириной 3,5 м	с двумя полосами движения шириной 7,0 м
18	4,27	4,27
20	5,18	5,18
23	6,71	6,40
25	7,32	7,01
29	7,62	7,32
30	8,23	7,92
34	9,45	8,84
36	10,06	9,45
38	11,28	10,67

Таблица 5.4 – Рекомендуемый шаг стальных тяжей для преднапряженных плит настила по данным [13]

Толщина плиты, мм	Шаг преднапряженных стальных тяжей, мм					
	для тяжей диаметром 16 мм		для тяжей диаметром 26 мм		для тяжей диаметром 32 мм	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min
19	1040	610	-	-	-	-
21	940	560	-	-	-	-
24	810	480	-	-	-	-

Таблица 5.4 – Рекомендуемый шаг стальных тяжей для преднапряженных плит настила по данным [13] (продолжение)

Толщина плиты, мм	Шаг преднапряженных стальных тяжей, мм					
	для тяжей диаметром 16 мм	для тяжей диаметром 26 мм	для тяжей диаметром 32 мм	для тяжей диаметром 16 мм	для тяжей диаметром 26 мм	для тяжей диаметром 32 мм
26	740	450	2260	1340	-	-
29	660	400	2000	1190	-	-
31	630	380	1880	1110	-	-
34	-	-	1700	1010	2510	1490
36	-	-	1620	960	2380	1420
39	-	-	1500	880	2180	1290

5.9.4 При расчете многослойных плит настила следует учитывать, что их жесткость зависит не только от геометрических параметров поперечного сечения, но и от количества стыковых соединений, типа стыкового соединения (зубчатое клеевое, соединение на «ус»), расстояния между стыковыми соединениями как по длине плиты, так и ее ширине.

Согласно требованиям Пункта 6.1.2(10) СН РК EN 1995-2:2004/2011 стыки слоев, в поперечном сечении плиты, допускается располагать не чаще чем через 4 слоя. Момент сопротивления сечения плиты в поперечном направлении определяется по формуле:

$$W = \frac{b \cdot C \cdot h^2}{6}, \quad (5.1)$$

где W – момент сопротивления;

b – ширина плиты;

C – коэффициент, учитывающий влияние числа стыков пиломатериалов в поперечном сечении, принимаемый из Таблицы 5.5;

h – высота поперечного сечения плиты.

Таблица 5.5 – Значения коэффициента C по данным [14]

Количество слоев между стыками приходящееся на один стык поперечного сечения плиты	Значение коэффициента C
1 стык на 4 слоя	0,80
1 стык на 5 слоев	0,85
1 стык на 6 слоев	0,88
1 стык на 7 слоев	0,90
1 стык на 8 слоев	0,93
1 стык на 9 слоев	0,93
1 стык на 10 слоев	0,94
без стыков	1,00

Таблица 5.5 – Значения коэффициента С по данным [14] (продолжение)

ПРИМЕЧАНИЕ Если в поперечном сечении плиты имеется несколько стыков, то значение коэффициента С принимается по минимальному числу слоев между стыками.

5.10 Основы проектирования деревянных конструкций в соответствии с требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, СН РК EN 1991-2:2003/2011 и СН РК EN 1995-1-1:2008/2011

5.10.1 Проектируемая конструкция моста должна соответствовать основным принципам, изложенным СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, т.е. в процессе предполагаемого срока эксплуатации она должна выдерживать (воспринимать) все возникающие воздействия и влияния окружающей среды, оставаться пригодной к требуемым условиям эксплуатации, удовлетворять требованиям огнестойкости и эксплуатационной пригодности. Потенциальные повреждения следует исключать или ограничивать соответствующим выбором одной или нескольких перечисленных мер:

- исключения или сокращения угроз, которым может быть подвергнута конструкция;
- использованием конструктивной формы, которая имеет низкую чувствительность к возможным угрозам;
- применением такой конструктивной формы или схемы и методов расчета, чтобы конструкция могла выдержать локальное повреждение, включая удаление отдельного элемента или ограниченной части конструкции, сохраняя необходимую живучесть согласно СН РК EN 1991-1-7:2002/2011;
- исключением, по мере возможности, конструктивных систем, которые имеют хрупкий характер разрушения;
- раскреплением элементов конструкции и обеспечения их надежного соединения между собой.

В соответствии с требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица 2.1) ориентировочный срок эксплуатации вновь проектируемых мостов составляет 100 лет.

5.10.2 Проект конструкции моста должен удовлетворять критериям надежности и концептуальным требованиям, приведенным в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (2.2).

5.10.3 При проектировании конструкции моста необходимо установить ориентировочный проектный срок эксплуатации, который указан в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, как предполагаемый период времени, в течение которого конструкция или ее часть должны быть использованы и применены по целевому назначению, включая плановое техническое обслуживание без необходимости проведения значительных ремонтов.

5.10.4 В соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица 2.1) устанавливается пять категорий расчетного срока службы, а в качестве категории, наиболее характерной для мостов, где основными несущими конструкциями являются деревянные конструкции, запроектированные в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-2:2004/2011, является категория 5. В этом случае ориентировочный расчетный срок эксплуатации для данной категории составляет 100 лет. При

необходимости, если это считается целесообразным, допускается, чтобы конструкция имела расчетный срок службы категории 5 и содержала элементы с менее продолжительным проектным сроком эксплуатации при условии, что их можно быстро заменить, не оказывая отрицательного воздействия на сооружение.

5.10.5 Сооружение будет оставаться пригодным к эксплуатации на протяжении расчетного срока службы при условии осуществления заказчиком полноценного технического обслуживания и соответствующего выполнения требований по техническому обслуживанию, как самого сооружения, так и конструкций. Для деревянных конструкций мостов важно, чтобы техническое обслуживание обеспечивало соответствие температурно-влажностных условий, в которых функционирует конструкция, классу эксплуатации СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, для которого она запроектирована.

5.10.6 Запроектированная конструкция или ее элементы должны удовлетворять проверкам условий предельных состояний несущей способности, т.е. обладать способностью оставаться пригодными к эксплуатации при соответствующем техническом обслуживании в течение проектного срока эксплуатации. При проектировании конструкций и их элементов должны учитываться факторы физического износа, которые могут возникнуть в течение данного периода. К таким факторам, выделенным в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 по отношению к деревянным конструкциям, следует относить:

- целевое или предполагаемое использование конструкции. Например, фактором, подлежащим включению, для деревянного настила проезжей части моста, будет допуск на износ в процессе проектного срока эксплуатации;

- необходимый критерий проектирования. Вначале необходимо определить цель проектирования, устанавливающую возникновение потребности в замене элементов конструкции в процессе срока эксплуатации (при необходимости), и обеспечить реализацию такого проекта, чтобы замену можно было осуществить при одновременном сохранении эксплуатационной пригодности конструкции;

- ожидаемые (прогнозируемые) условия эксплуатации. Они являются особенно важными для деревянных конструкций. Изменения условий эксплуатации оказывают влияние на свойства прочности древесины и сопротивление конструкций из материалов на ее основе. Немаловажным является то, чтобы в течение запланированного срока эксплуатации конструкции все ее элементы эксплуатировались в условиях того класса эксплуатации, для которого они запроектированы;

- состав, свойства и характеристики материала и изделий. Рекомендуется использовать материалы, благоприятно влияющие на сопротивление конструкции. Применение защитной обработки для деревянных конструкций мостов является обязательным. Если применяют защитную обработку материалов, которая является обязательной для достижения прочности, то проект должен обеспечивать возможность ее повторного применения в процессе проектного срока эксплуатации при одновременном сохранении эксплуатационной пригодности;

- выбор конструктивной системы. По возможности следует использовать надежную конструктивную систему, которая может безопасно выдерживать известные и предполагаемые расчетные угрозы с экономически целесообразным запасом,

превышающим критерии надежности, устанавливаемые в СН РК EN 1990:2002+A1: 2005/2011;

- качество выполнения и уровень контроля. Изготовление и монтаж должны полностью соответствовать техническим требованиям, в противном случае могут возникнуть проблемы, приводящие к уменьшению сопротивления элементов конструкции, например, нарушение требований при подготовке и применении клея;

- плановое техническое обслуживание в процессе расчетного срока службы. Вначале процесса проектирования должна быть разработана стратегия технического обслуживания, а сооружение проектируют таким образом, чтобы обеспечить возможность доступа к конструкции для реализации стратегии в процессе проектного срока эксплуатации.

5.10.7 При проектировании деревянных конструкций мостов должны соблюдаться требования принятой системы качества, а также системы в соответствии с требованиями стандарта СТ РК ИСО 9000. При отсутствии данной системы проект считается не соответствующим требованиям СН РК EN 1995-2:2004/2011.

5.10.8 Расчет конструкций мостов должен выполняться по:

- предельным состояниям несущей способности (USL) – относящимся к формам потери устойчивости (разрушения);

- предельным состояниям эксплуатационной пригодности (SLS) – относящимся к нормальным условиям эксплуатации, например, деформации (прогибы) и условия вибрации.

В область проверок предельных состояний несущей способности (ULS) входят условия обеспечения безопасности, а предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS) – чрезмерный прогиб, собственная частота колебаний ниже наперед заданного значения. Источниками происхождения колебаний для конструкций мостов могут быть: движение людей; синхронное перемещение по мосту большого количества людей; движение транспорта и ветровые воздействия.

5.10.9 Конструкция моста должна быть запроектирована с учетом воздействий и влияния окружающей среды, которые возникнут в процессе проектного срока эксплуатации. В соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 предельные состояния следует относить к следующим расчетным ситуациям:

- постоянные расчетные ситуации: условия нормального использования конструкции;

- переходные расчетные ситуации: относятся к временным условиям, например, процессы возведения или ремонта моста;

- аварийные расчетные ситуации: исключительные условия, применимые к конструкциям или условиям окружающей ее среды, например, столкновения транспортного средства с промежуточными опорами моста, нижней поверхностью моста или плитами проезжей части, столкновения транспортного средства с бордюрами, элементами ограждающих устройств и т.п.;

- сейсмические расчетные ситуации: возникающие при сейсмических воздействиях.

5.10.10 Величины характеристических и расчетных значений воздействий, а также их комбинаций должны определяться в соответствии с требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и СН РК EN 1991 (все части).

Согласно требованиям СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 все воздействия в зависимости от их изменения во времени классифицируются на постоянные, переменные и аварийные.

5.10.11 При проектировании деревянных конструкций мостов следует учитывать класс продолжительности действия нагрузки, который согласно требованиям СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 принимается из Таблицы 5.6.

Класс продолжительности действия нагрузки от собственного веса следует принимать как постоянное воздействие, а переменные воздействия относятся к одному из оставшихся классов, установленных в Таблице 5.6. Они определяются продолжительностью действия на конструкцию.

5.10.12 Величина того или иного воздействия F согласно СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (4.1.2(1)P) характеризуется его репрезентативным значением F_{rep} , используемым при проектировании. Репрезентативное значение по возможности должно быть получено из статистических данных, связанных с действием. В зависимости от условия проектирования это может быть среднее значение (верхнее или нижнее) или номинальное значение, которое используют тогда, когда его значение нельзя получить из статистических данных.

Таблица 5.6 - Классы продолжительности действия нагрузки для деревянных конструкций мостов [СН РК EN 1995-1-1:2008/2011]

Класс	Период времени	Примеры
Постоянные	> 10 лет	Собственный вес
Кратковременные	< 1 недели	Транспортные нагрузки от движения транспорта и движения пешеходов Начальные усилия предварительного напряжения поперек волокон древесины Нагрузки при техническом обслуживании и монтаже конструкций Начальные усилия предварительного напряжения поперек волокон древесины Ветровые нагрузки
Аварийные	Мгновенные	Нагрузки от столкновения транспортного средства Нагрузки от взрывов Ветровые нагрузки

5.10.13 Репрезентативными значениями транспортных нагрузок могут быть характеристические значения, которые являются статистическими или номинальными, часто повторяющиеся значения и квазипостоянные значения.

5.10.14 Если постоянные воздействия обусловлены собственным весом материала и их изменчивость является незначительной (т. е. коэффициент вариации действия в процессе расчетного срока службы меньше 0,05 - 0,1), при расчете деревянных конструкций или относящихся к ним изделий значения G_k определяют, используя среднюю плотность материала.

Характеристические значения собственного веса G_k , принимают из европейских стандартов, устанавливающих механические свойства (например, EN 338 для древесины) или из СН РК EN 1991-1:2002/2011 (4.3, 4.4, 5.3).

5.10.15 Транспортные нагрузки и воздействия согласно требованиям СН РК EN 1991-2:2003/2011 и СН РК EN 1995-2:2004/2011 следует рассматривать как переменные многокомпонентные, и как воздействия, связанные с аварийными расчетными ситуациями, которые описываются различными моделями. При обычных условиях, т.е. когда исключена аварийная ситуация, транспортные нагрузки и нагрузки от пешеходов следует рассматривать как переменные.

Согласно СН РК EN 1991-2:2003/2011 транспортные нагрузки и воздействия подразделяются на нагрузки и воздействия от автомобильного транспорта (модели LM1, LM2, LM3 и LM4), железнодорожного транспорта (модели 71, SW0, SW2 и HSLM) и от пешеходного движения. Данные нагрузки следует учитывать при проектировании новых мостов, включая промежуточные опоры, береговые устои, заборные стенки, откосные крылья, боковые стены, а также их фундаменты. Модели для транспортных нагрузок и их значения должны приниматься в соответствии с требованиями СН РК EN 1991-2:2003/2011 (4.2 – 4.9, 5.6).

5.10.16 Воздействия для аварийных ситуаций могут быть вызваны в результате столкновения транспортных средств (например, столкновение автомобиля о бордюр, ограждение моста и т.п.) или неисправным их состоянием (вынужденная остановка автомобиля на мосту). Такие воздействия должны быть учтены при расчете конструкции, если не предусмотрены соответствующие меры защиты от этих воздействий.

Воздействия для аварийных расчетных ситуаций относятся к общим ситуациям, описываются в СН РК EN 1991-2:2003/2011 (4.7) различными моделями нагрузки по которым определяются расчетные значения статических эквивалентных нагрузок.

5.10.17 Характеристические значения переменных воздействий Q_k , установленных в СН РК EN 1991-2:2003/2011, приведены в соответствующих частях СН РК EN 1991.

5.10.18 Характеристические значения аварийных воздействий A_k от транспортных средств следует определять в соответствии с требованиями СН РК EN 1991-2:2003/2011 (4.7, 5.6.2).

5.10.19 Поскольку транспортные нагрузки являются многокомпонентными, характеристическое значение воздействия определяется группами значений, каждая из которых рассматривается в расчетах отдельно. Каждую из групп нагрузок следует рассматривать при определении характеристического значения воздействия и в комбинациях воздействий нетранспортного характера.

Значения вертикальных и горизонтальных составляющих от действия транспортных нагрузок, а также оценка групп нагрузок от транспортных средств должны определяться в соответствии с требованиями СН РК EN 1991-2:2003/2011 (4.3, 4.4, 5.3).

5.10.20 При расчете конструкций кроме характеристических значений для переменных воздействий следует рассматривать и другие репрезентативные значения. К таким репрезентативным значениям относятся:

- комбинационное значение ($\psi_0 Q_k$), которое используется для проверки предельных состояний несущей способности (ULS) и характеристических сочетаний в необратимых предельных состояниях эксплуатационной пригодности (SLS);

– частое значение ($\psi_1 Q_k$), которое используется для проверки предельных состояний несущей способности (ULS) в особых расчетных ситуациях, а также проверки в обратимых предельных состояниях эксплуатационной пригодности (SLS);

– практически постоянное значение ($\psi_2 Q_k$), которое используется для оценки долговременных эффектов, с целью представления переменных воздействий в аварийных (и сейсмических) комбинациях при оценке несущей способности, а также для проверки частых и долговременных эффектов в предельных состояниях эксплуатационной пригодности (SLS).

Значения коэффициентов ψ_0 , ψ_1 и ψ_2 приведены в Таблице НП A1.1 СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

5.10.21 При проектировании конструкций мостов необходимо проверять следующие предельные состояния несущей способности (ULS) если они являются значимыми:

– равновесие (EQU). Для подтверждения того, что конструкция или любая ее часть, рассматриваемая как жесткое тело, является устойчивой (не теряет равновесия) в случае когда:

а) незначительные изменения в значении или пространственном распределении воздействий одного происхождения являются существенными;

б) прочность материалов конструкции или основания не оказывают влияния на предельное состояние;

– прочность (STR). Для подтверждения того, что конструкция и ее элементы не подвергнутся разрушению под воздействием напряжения в результате потери устойчивости элементов или в местах соединений. Если на поведение конструкции влияют смещения, то необходимо учесть их влияние;

– геотехнические (GEO). Для подтверждения того, что фундамент опор или устоев моста обеспечивает необходимую для конструкции прочность и жесткость;

– усталость (FAT). Для подтверждения того, что элементы конструкции не подвергнутся разрушению под воздействием усталости.

5.10.22 При проверках соответствующих предельных состояний несущей способности (ULS) следует применять комбинации нагрузок путем использования метода частных коэффициентов с проверкой того, что расчетное значение эффекта проектных воздействий меньше или равно расчетному значению эквивалентного сопротивления.

5.10.23 Расчетное значение эффекта воздействий следует определять путем объединения тех воздействий, которые могут рассматриваться как действующие одновременно. При наличии более одного переменного воздействия, каждая комбинация будет включать в себя одно из переменных воздействий в качестве доминирующего переменного воздействия.

5.10.24 Предельные состояния статического равновесия (EQU) конструкций моста рекомендуется проверять, используя расчетные значения воздействий, приведенных в Таблице A2.4 (A) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

5.10.25 Расчеты элементов конструкций мостов (STR), не учитывающие геотехнические воздействия, рекомендуется выполнять, используя расчетные значения воздействий, приведенных в Таблице A2.4 (B) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

5.10.26 Расчет элементов конструкции мостов (фундаменты опор, сваи и т.п.), учитывающие геотехнические воздействия и сопротивление грунта (GEQ), рекомендуется

выполнять, используя расчетные значения воздействий, приведенных в Таблице А2.4(С) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 с учетом дополнительных указаний, приведенных в СН РК EN 1997-1:2004/2011.

5.10.27 Общую устойчивость конструкции моста рекомендуется проверять в соответствии с требованиями СН РК EN 1997-1:2004/2011.

5.10.28 Расчет элементов конструкций мостов в предельных состояниях несущей способности в особых и сейсмических расчетных ситуациях рекомендуется производить используя расчетные значения воздействий СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица А.2.5) с частными коэффициентами для постоянной γ_G и переменной γ_Q нагрузок равными 1, а значения частных коэффициентов комбинаций ψ_1 и ψ_2 принимают из НП к СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица А1.1).

5.10.29 При проектировании деревянных конструкций мостов необходимо проверять предельные состояния эксплуатационной пригодности по деформациям и вибрации (колебаниям). В условиях SLS частные коэффициенты γ_G и γ_Q , используемые для вычисления расчетного значения эффектов воздействий, следует принимать равными 1, а нагрузки, используемые для данных комбинаций, принимаются из СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица А2.6).

Характеристическая комбинация, приведенная в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица А.2.6), применяется к необратимым предельным состояниям (т.е. состояниям, при которых наблюдается постоянное нарушение предельного состояния эксплуатационной пригодности (SLS), даже после удаления воздействий, которые привели к его превышению) и используемым в СН РК EN 1995-1–1:2008/2011 (2.2.3).

Часто комбинацию, приведенную в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица А.2.6), следует применять к обратимым предельным состояниям (т.е. если нарушение состояния исчезает при исключении воздействия, которое привело к превышению). Несмотря на то, что данный вариант не рассмотрен в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, допускается применение комбинаций при условии возможности достижения соглашения с заказчиком относительно тех ситуаций, которые попадают в данную категорию, а также приемлемой частоты возникновения.

Квазипостоянную комбинацию, приведенную в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица А.2.6), следует применять для оценки продолжительных эффектов (ползучести).

5.10.30 Для определения расчетного значения следует применять характеристическое значение комбинации с каждым переменным воздействием, выступающим в качестве доминирующей переменной, из которого определяют условие максимальной нагрузки. Если в качестве критерия деформации принимают обратимое предельное состояние по прочности, то предпочтительным является использование повторяемого, а не характеристического сочетания.

5.10.31 Полную деформацию (перемещение) следует определять путем суммирования мгновенной деформации (перемещения) и деформации (перемещения) в результате ползучести.

5.10.32 При проектировании деревянных конструкций мостов следует учитывать температурно-влажностные условия эксплуатации, которым подвержены материалы на протяжении расчетного срока службы конструкции. Для учета данного эффекта при

проектировании должен быть принят, в соответствии с СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (2.3.1.3), класс эксплуатации конструкции.

5.10.33 При определении усилий в конструкциях мостов из древесины и материалов на ее основе следует использовать в соответствии СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (5.1(2)P) линейно-упругий анализ. При выполнении статического расчета необходимо учитывать отклонения элементов от прямолинейности, используя требования, установленные в Пунктах 4.4.2(5), 10.2(1) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

5.10.34 При статическом расчете конструкций пролетных строений мостов в виде плоских рам или арок необходимо использовать линейный расчет второго порядка в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (5.4.4).

При расчете соединений элементов деревянных конструкций в Пунктах 5.1(4), 5.1(5), 5.4.2(7) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 их принимают как жесткие в том случае, если они не обладают податливостью, которая может повлиять на распределение внутренних усилий в конструкции. В противном случае соединения рассматривают как полужесткие путем включения изменения жесткости соединений в расчетную модель и выполняют линейный упругий расчет полужесткой конструкции, используя для этих целей соответствующие программные комплексы.

6 МАТЕРИАЛЫ

6.1 Свойства материалов

6.1.1 В конструкциях деревянных мостов применяются такие конструкционные материалы как: цельная древесина в виде бревен и пиломатериалов (брусья и доски); клееная древесина; фанера; LVL; сталь в виде проката и изделий (тяжи, арматура, болты, нагели, гвозди и т.п.); бетон.

6.1.2 Характеристикой свойств материалов являются их характеристические значения. Для древесины и материалов на ее основе характеристическими значениями могут быть значение 5 %-го квантиля или среднее значение. Значение 5 %-го квантиля применяется к свойствам прочности, а среднее значение, как правило – к свойствам жесткости. Исключением из этого правила является случай, когда функции жесткости используют для определения значений свойств прочности.

6.1.3 Для предельных состояний несущей способности (ULS) расчетное значение X_d прочностных характеристик древесины и материалов на ее основе определяется по Формуле (2.14) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 или Формуле (6.1):

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_M}, \quad (6.1)$$

где X_k – характеристическое значение прочности древесины или материала на основе древесины. Данные значения определяются путем испытаний в соответствии с требованиями EN 384, или для цельной древесины принимаются из Таблиц 6.2 и 6.3 настоящего пособия, для клееной древесины – из EN 1194 (Таблицы 5.1 и 5.2), для фанеры – из СТ РК EN 12369-1, а для LVL – из СТ РК EN 14374.

γ_M – частный коэффициент свойств материала, принимаемый из Таблицы 6.1 настоящего пособия;

k_{mod} – коэффициент модификации, учитывающий эффект длительности действия нагрузки и содержание влаги (класс условий эксплуатации), который принимается из СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (Таблица 3.1).

Таблица 6.1 - Частные коэффициенты γ_M свойств материала и изделий
[НТП к СН РК EN 1995-2:2004/2011]

1. Древесина и древесные материалы - обычная проверка - цельная древесина; - клееная древесина; - LVL, фанера, OSB; - проверка на усталость	$\gamma_M = 1,45$ $\gamma_M = 1,40$ $\gamma_M = 1,40$ $\gamma_{M,fat} = 1,0$
2. Соединения - обычная проверка; - проверка на усталость	$\gamma_M = 1,4$ $\gamma_{M,fat} = 1,0$
3. Сталь, используемая в составных элементах	$\gamma_{M,s} = 1,15$
4. Бетон, используемый в составных элементах	$\gamma_{M,c} = 1,5$
5. Соединительные детали, работающие на сдвиг, между древесиной и бетоном в составных элементах - обычная проверка; - проверка на усталость	$\gamma_{M,v} = 1,40$ $\gamma_{M,v,fat} = 1,0$
6. Предварительно напряженные стальные элементы	$\gamma_{M,s} = 1,15$

Таблица 6.2 – Классы прочности для тополя и хвойных пород древесины, установленные в [EN 338]

Свойства	Обозначения	Классы прочности древесины											
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Показатели прочности, Н/мм ²													
Изгиб	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Растяжение вдоль волокон	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
Растяжение поперек волокон	$f_{t,90,k}$	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Сжатие вдоль волокон	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
Сжатие поперек волокон	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
Сдвиг	$f_{v,k}$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5	2,8	3,0	3,4	3,8	3,8	3,8

**Таблица 6.2 – Классы прочности для тополя и хвойных пород древесины,
установленные в [EN 338] (продолжение)**

Свойства	Обозначения	Классы прочности древесины											
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Показатели жесткости, кН/мм ²													
Среднее значение модуля упругости вдоль волокон	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11	12	13	14	15	16
5%-ный квантиль модуля упругости вдоль волокон	$E_{0,0,5}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	8,0	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7
Среднее значение модуля упругости поперек волокон	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Среднее значение модуля сдвига	G_{mean}	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
Плотность, кг/м ³													
Плотность	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
Среднее значение плотности	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Таблица 6.3 – Классы прочности для лиственных пород древесины, установленные в [EN 338]

Свойства	Обозна- чения	Классы прочности древесины					
		D30	D35	D40	D50	D60	D70
Показатели прочности, Н/мм ²							
Изгиб	$f_{m,k}$	30	35	40	50	60	70
Растяжение вдоль волокон	$f_{t,0,k}$	18	21	24	30	36	42
Растяжение поперек волокон	$f_{t,90,k}$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,7	0,9
Сжатие вдоль волокон	$f_{c,0,k}$	23	25	26	29	32	34
Сжатие поперек волокон	$f_{c,90,k}$	8,0	8,4	8,8	9,7	10,5	13,5
Сдвиг	$f_{v,k}$	3,0	3,4	3,8	4,6	5,3	6,0
Показатели жесткости, кН/мм ²							
Среднее значение модуля упругости вдоль волокон	$E_{0,mean}$	10	10	11	14	17	20
5 %-ный квантиль модуля упругости вдоль волокон	$E_{0,0,5}$	8,0	8,7	9,4	11,8	14,3	16,8
Среднее значение модуля упругости поперек волокон	$E_{90,mean}$	0,64	0,69	0,75	0,93	1,13	1,33
Среднее значение модуля сдвига	G_{mean}	0,60	0,65	0,70	0,88	1,06	1,25
Плотность, кг/м ³							
Плотность	ρ_k	530	560	590	650	700	900
Среднее значение плотности	ρ_{mean}	640	670	700	780	840	1080

Эти значения всегда используются в расчетах предельных состояний несущей способности (ULS) при проектировании деревянных конструкций мостов.

Для деревянных конструкций мостов класс эксплуатации не может быть принят выше 2-го класса.

При проектировании элементов конструкций из клееной древесины или LVL, расчетные значения прочности следует определять с учетом геометрических размеров элементов. Учет этого фактора осуществляется путем умножения характеристических значений прочности $f_{m,k}$ и $f_{t,0,k}$, полученные из Формулы (6.1), на коэффициент k_h для клееной древесины, для LVL значение $f_{m,k}$ – на коэффициент k_h , а значение $f_{t,0,k}$ – на коэффициент k_l . Такая необходимость обусловлена тем, что геометрические размеры элементов конструкций могут отличаться от размеров стандартных образцов используемых при определении характеристических значений прочности. Значения данных коэффициентов определяются по Формулам (3.2, 3.3 и 3.4) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

6.1.4 Расчетные значения свойств жесткости E_d или G_d элемента изготовленного из древесины или материалов на ее основе следует определять из соответствующего среднего значения по Формулам (6.2 и 6.3) или СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.1 (2)P).

$$E_d = \frac{E_{\text{mean}}}{\gamma_M}, \quad (6.2)$$

$$G_d = \frac{G_{\text{mean}}}{\gamma_M}, \quad (6.3)$$

где E_{mean} и G_{mean} – соответственно средние значения модуля упругости и сдвига вдоль волокон древесины или материала на основе древесины. Данные значения определяются путем испытаний в соответствии с требованиями EN 384, или для цельной древесины принимаются из Таблиц 5.6 и 6.1 настоящего пособия, для клееной древесины – из EN 1194 (Таблицы 5.1 и 5.2), для фанеры – из СТ РК EN 12369-1 и для LVL – из СТ РК EN 14374.

6.1.5 Расчетные значения свойств жесткости, используемые при определении деформаций или несущей способности конструкций и их элементов, следует определять в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (2.3.2.2). Для конструкций из цельной древесины или материалов на ее основе расчетные значения жесткости определяются в зависимости от рассматриваемого предельного состояния, т.е. предельного состояния эксплуатационной пригодности (SLS) при определении деформаций, предельного состояния несущей способности (ULS), принятой модели статического расчета конструкции, оценки влияния жесткости на распределение внутренних усилий в конструкции (или элементе).

6.1.6 Для расчета соединений элементов деревянных конструкций от воздействия кратковременной нагрузки расчетную жесткость в условиях предельного состояния эксплуатационной пригодности следует определять с помощью модуля податливости K_{ser} , приведенного в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (Таблица 7.1). В условиях предельного состояния несущей способности расчетной жесткостью является K_u , которая, как установлено в Пункте 2.2.2(2) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, составляет $(2/3)K_{\text{ser}}$. Для других условий значения жесткости принимаются в соответствии с указаниями Подраздела 7.2 НТП РК-05-01-2011 часть 2 (к СН РК EN 1995-1-1:2008/2011).

6.1.7 При выполнении расчетов деревянных конструкций и их элементов по определению несущей способности за расчетные значения модуля упругости и модуля сдвига следует принимать характеристические значения модуля упругости $E_{0,05}$ и модуля сдвига $G_{0,05}$.

6.1.8 Расчетное значение сопротивления (например, несущая способность нагельного соединения) в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (6.3.5(1)P) и СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.3) определяется по формуле:

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M}, \quad (6.4)$$

где k_{mod} , γ_M – были определены выше;

R_k – характеристическое значение сопротивления в условиях предельного состояния несущей способности.

6.1.9 При проектировании деревянных конструкций и их элементов расчетные значения геометрических данных (размеры конструкции и ее элементов, а также допустимое максимальное отклонение от прямолинейности), в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (Раздел 10), принимаются номинальные их значения, полученные из стандартов на конструкции, изделия, соединительные элементы или рабочих чертежей.

6.1.10 При раскреплении равноудаленных одинаковых элементов конструкций или сборных элементов протяженной распределенной системой связей, расчетное значение прочности должно умножаться на коэффициент прочности системы k_{sys} . Значения коэффициента прочности системы определяются в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.6).

6.2 Цельная древесина

6.2.1 Применяемая при строительстве мостов в качестве конструкционного материала древесина должна удовлетворять требованиям СТ РК EN 14081-1. К конструкционной древесине относятся пиломатериалы, полученные в результате распиловки бревен длиной от 2 м до 9 м на доски, бруски, брусья и бревна, окантованные с двух сторон. Используемые для изготовления деревянных конструкций мостов пиломатериалы и материалы на основе древесины должны удовлетворять требованиям EN 636, СТ РК EN 14080, СТ РК EN 14279, СТ РК EN 14374.

Для деревянных конструкций мостов могут использоваться пиломатериалы хвойных пород древесины (сосна, лиственница, кедр) и лиственных пород (дуб, бук).

6.2.2 В зависимости от плотности древесины лесоматериалы бывают твердых и мягких пород. Для изготовления деревянных конструкций мостов могут использоваться как мягкие, так и твердые породы древесины. К мягким породам относятся: сосна, кедр, а к твердым – лиственница, дуб и бук.

6.2.3 Круглые лесоматериалы при строительстве мостов в основном могут использоваться в качестве свай.

6.2.4 В зависимости от значений прочностных и упругих характеристик древесины пиломатериалы, в соответствии с требованиями EN 338, делятся на классы прочности (Таблицы 6.2 и 6.3). В EN 338 установлено 12 классов прочности для мягких пород древесины – C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45, C50 и шесть классов для твердых лиственных пород древесины – D30, D40, D50, D60 и D70. Литеры C и D относятся как к хвойным, так и лиственным породам древесины, а число соответствует характеристическому значению прочности при изгибе, Н/мм².

6.2.5 Размеры пиломатериалов должны назначаться с учетом установленных допусков в соответствии с требованиями EN 336. Данный стандарт устанавливает два класса допуска для пиломатериалов влажностью 20 %. Класс допуска 1 (T1) распространяется на пиломатериалы с нестроганными поверхностями, а класс допуска 2 (T2) – на пиломатериалы с остроганными поверхностями. Отнесение пиломатериалов к классу T1 осуществляется на основании допусков по толщине, а остроганных пиломатериалов к классу T2 – на основании допусков по ширине. К классу допуска T1 относятся нестроганные пиломатериалы толщиной 100 мм и менее если отклонения по

толщине в меньшую сторону не более 1 мм или в большую сторону не более 3 мм, а при толщине пиломатериалов более 100 мм эти величины должны составлять соответственно минус 2 мм и 4 мм. Для остроганных пиломатериалов с шириной поперечного сечения 100 мм и менее, относимых к классу допуска Т2, отклонение ширины не должно быть более ± 1 мм, а при ширине более 100 мм – не более $\pm 1,5$ мм.

6.2.6 Пиломатериалы, поставляемые для изготовления деревянных конструкций мостов, должны быть отсортированы по классам прочности и иметь соответствующую маркировку.

6.3 Слоистая клееная древесина

6.3.1 В европейских странах под слоистой клееной древесиной понимается изделие прямоугольного поперечного сечения, сформированное из слоев остроганных досок, которые склеены между собой по пласти, а по длине сращены путем клеевого зубчатого соединения. Такая древесина в европейских странах называется слоистой клееной древесиной и ее не следует отождествлять со слоистой клееной древесиной, где под этим понятием, в системе стандартов серии ГОСТ, подразумевается фанера.

Поперечное сечение изделий из слоистой клееной древесины может быть как с горизонтальным, так и вертикальным расположением клеевых швов. С горизонтальным расположением клеевых швов изготавливаются главные несущие конструкции мостов (балки, арки, плиты настила с послойным перекрестным расположением досок, элементы рам и ферм), а с вертикальным расположением – деревянные плиты проезжей части. Для конструкций мостов из клееной слоистой древесины, следует использовать доски следующих пород: сосна, кедр, лиственница, дуб.

6.3.2 При формировании поперечных сечений изделий слоистой клееной древесины рекомендуется соблюдать требования, предъявляемые к толщине досок и соотношению радиуса r кривизны изделия к толщине (высоте) h досок. В прямолинейных изделиях слоистой клееной древесины, используемой в конструкциях мостов толщина слоев не должна превышать 30 мм, а ширина доски b должна находиться в пределах от 80 мм до 200 мм. Формирование слоев клееных элементов с шириной B поперечного сечения более 200 мм, должно осуществляться из двух досок (Рисунок 6.1а). В случае использования для изготовления слоистой клееной древесины досок шириной $b \geq 200$ мм, в каждой доске слоя устраивать вдоль волокон продольные пазы в соответствии с Рисунком 6.1 б.

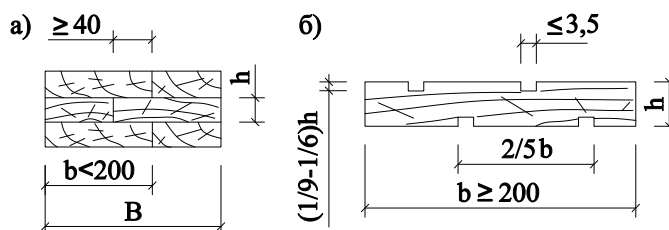


Рисунок 6.1 – Схемы поперечного сечения изделия из слоистой клееной древесины шириной $B \geq 200$ мм (а) и расположения продольных пазов в досках шириной $b \geq 200$ мм (б)

В разных странах мира установлены свои максимальные значения толщины досок, используемых при изготовлении конструкционной слоистой клееной древесины (Таблица 6.4).

Таблица 6.4 – Максимальные значения толщины досок, используемых при изготовлении слоистой клееной древесины [15, 16, 17]

Страна	Толщина, мм	
	Защищенные от увлажнения элементы	Незащищенные от увлажнения элементы
	влажность $w \leq 18\%$	влажность $w > 18\%$
Германия	40	30
Польша	40	30
Чехия	50	35
Соединенное королевство Великобритании	47	
США	38	
Финляндия	34	
Норвегия	30	

Анализируя данные, приведенные в таблице 6.4, а также требования к слоистой клееной древесине, приведенные в СТ РК EN 14080, в Республике Казахстан максимальное значение толщины досок, используемых при изготовлении слоистой клееной древесины для прямолинейных элементов конструкций должно быть не более 40 мм. Для криволинейных элементов слоистой клееной древесины отношение r/h не должно быть меньше 150. При отношении $r/h = 150$ толщину слоев клееной древесины рекомендуется принимать 10 мм, для $r/h = 200$, толщина слоев – 30 мм, а при $150 < r/h < 200$, толщина слоя принимается по интерполяции.

6.3.3 Изготовление элементов из слоистой клееной древесины должно осуществляться на специализированных заводах в соответствии с требованиями СТ РК EN 14080. Используемые, для изготовления слоистой клееной древесины, пиломатериалы должны быть отсортированы по классам прочности в соответствии с требованиями СТ РК EN 14081-1 или EN 14081-2 и EN 14081-3. Отклонения размеров пиломатериалов должны соответствовать требованиям стандарта EN 336. Сортировка должна осуществляться поставщиком пиломатериалов. Сортность пиломатериалов устанавливается в зависимости от наличия пороков, дефектов их количества и размеров, и может определяться как визуально, так и с использованием сортировочных машин в соответствии с требованиями EN 14081-2 и или EN 14081-3. Наиболее предпочтительной является машинная сортировка пиломатериалов, позволяющая исключить влияние человеческого фактора, который присутствует при визуальной сортировке. Используемые для сортировки пиломатериалов машины, должны удовлетворять требованиям настройки, изложенным в EN 14081-3.

Естественная устойчивость древесины, используемой для изготовления слоистой клееной древесины к биологическому повреждению, определяется в соответствии с

требованиями EN 350-1 и EN 350-2. Защитную обработку древесины от биологического повреждения должны назначать в соответствии с требованиями EN 15228.

6.3.4 Соединенные по длине на зубчатый шип доски должны удовлетворять требованиям СТ РК EN 14080. Не допускается использование склеенных на зубчатый шип заготовок из короткомерных пиломатериалов в балках и в растянутых поясах ферм пролетных строений мостов.

Прочность зубчатых шиповых соединений должна определяться путем испытаний соединений на изгиб. Характеристическое значение прочности зубчатых шиповых соединений при изгибе следует определять в соответствии с СТ РК EN 14080 (Приложение А).

6.3.5 Допуски к размерам для изделий слоистой клееной древесины должны удовлетворять требованиям EN 390. Так согласно требованиям стандарта EN 390 отклонения размеров от номинальных, должны составлять не более:

- по ширине поперечного сечения в меньшую минус 2 мм и 2 мм в большую стороны;
- по высоте поперечного сечения для элементов с высотой 400 мм и менее – в меньшую минус 2 мм и 4 мм в большую стороны;
- при высоте поперечного сечения элемента более 400 мм – соответственно минус 0,5 % и 1 % от высоты;
- по длине прямолинейного отрезка для элементов при их длине 2 м и менее – в большую 2 мм и минус 2 мм в меньшую стороны. Для элементов с прямолинейным участком от 2 м до 20 м, соответственно – 0,1 % и минус 0,1 % от длины, а для элементов с прямолинейным участком более 20 м – ± 20 мм.

При измерении размеров клееного элемента необходимо учитывать фактическую влажность клееной древесины и производить корректировку в соответствии с данными EN 390 (Таблица 5.1).

6.3.6 Слоистая клееная древесина должна удовлетворять показателям прочности и жесткости в соответствии с требованиями СТ РК EN 14080. Допускается формирование многослойных клееных пакетов из пиломатериалов разных классов прочности. В этом случае наружные слои поперечного сечения пакета формируются из пиломатериалов более высокого класса прочности, чем внутренние. Такая многослойная клееная древесина называется комбинированной. В случае, когда все слои слоистой клееной древесины сформированы из пиломатериалов одного класса прочности, такая слоистая клееная древесина называется однородной. Формирование пакетов слоистой клееной древесины должно выполняться в соответствии с требованиями EN 1194 и СТ РК EN 14080.

Слоистая клееная древесина бывает следующих классов прочности: однородная – GL24h, GL28h, GL32h и GL36h и комбинированная – GL24c, GL28c, GL32c и GL36c. Характеристические значения для классов прочности слоистой клееной древесины приведены в Таблицах 6.5 и 6.6.

Характеристические значения прочности при изгибе, растяжении и сжатии слоистой клееной древесины, приведенные в Таблицах 6.5 и 6.6, определены путем испытаний на изгиб образцов высотой 600 мм и на растяжение/сжатие с высотой/шириной образцов 600 мм в соответствии с методикой EN 1193.

Примеры формирования сечений слоистой клееной древесины из пиломатериалов приведены в Таблицах 6.7 и 6.8.

Таблица 6.5 – Характеристические значения прочности, жесткости (Н/мм²) и плотности (кг/м³) для однородной слоистой клееной древесины [EN 1194]

Класс прочности		GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 36h
Прочность при изгибе	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Прочность при растяжении	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Прочность при сжатии	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Прочность при скалывании	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Модуль упругости	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	390	420	460	490
Модуль сдвига	$G_{g,mean}$	720	780	850	910
Плотность	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450

Таблица 6.6 – Характеристические значения прочности, жесткости (Н/мм²) и плотности (кг/м³) для комбинированной слоистой клееной древесины [EN 1194]

Класс прочности		GL24c	GL28c	GL 32c	GL 36c
Прочность при изгибе	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Прочность при растяжении	$f_{t,0,g,k}$	14	16,5	19,5	22,5
	$f_{t,90,g,k}$	0,35	0,4	0,45	0,5
Прочность при сжатии	$f_{c,0,g,k}$	21	24	26,5	29
	$f_{c,90,g,k}$	2,4	2,7	3,0	3,3
Прочность при скалывании	$f_{v,g,k}$	2,2	2,7	3,2	3,8
Модуль упругости	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	320	390	420	460
Модуль сдвига	$G_{g,mean}$	590	720	780	850
Плотность	$\rho_{g,k}$	350	380	410	430

Таблица 6.7 – Примеры насаиваний деревянных клееных элементов из пиломатериалов. Требуемые характеристики слоев при определении классов прочности слоистой клееной древесины расчетным методом в соответствии с EN 1194

Классы прочности слоистой клееной древесины	GL 24	GL 28	GL 32	GL 36
Древесина однородная клееная: прочность при растяжении, Н/мм ² модуль упругости при растяжении, Н/мм ² плотность, кг/м ³ *	14,5 11000 350	18 12000 370	22 13000 390	26 14000 410
Древесина комбинированная клееная: ** прочность при растяжении, Н/мм ² модуль упругости при растяжении, Н/мм ² Плотность, кг/м ³ *	14,5/11 11000/9000 350/320	18/14,5 12000/11000 370/350	22/18 13 000/12000 390/370	26/22 14 000/13000 410/390
<p>* Значения плотности являются индикативными свойствами.</p> <p>** Требуемые характеристики для комбинированной слоистой клееной древесины приведены для внешних/внутренних слоев.</p>				

Таблица 6.8 – Примеры формирования элементов слоистой клееной древесины, соответствующих Таблицам 6.5 и 6.6. Классы прочности слоев в соответствии с EN 338

Классы прочности слоистой клееной древесины	GL 24	GL 28	GL 32
Древесина однородная клееная	C24	C30	C40
Древесина комбинированная клееная: внешние/внутренние слои	C24/C18	C30/C24	C40/C30

6.3.7 При изготовлении слоистой клееной древесины могут использоваться следующие клеевые составы: поликонденсационный клей на основе феноло- и аминопластов; полиуретановый клей и эпоксидный клей (в клеештыревых соединениях). Прочность клеевой прослойки следует определять на основе испытаний на изгиб «плашмя» или растяжение согласно EN 408. Определение характеристической прочности при изгибе выполняют в соответствии с СТ РК EN 14080 (Приложение А).

Прочность клеевых швов должна быть определена посредством одного из методов испытаний, установленных в EN 386. Критерии соответствия, установленные в EN 386, должны быть выполнены.

6.3.8 Для конструкций мостов в основном используются элементы слоистой клееной древесины прямоугольного (балки, плиты проезжей части настила, элементы распорок, арок и ферм, составные элементы) и двутаврового поперечного сечений (балки). Имеются отдельные примеры балочных конструкций мостов с коробчатым и двутавровым поперечным сечением, в которых стенка и пояса выполнены как с вертикальным

расположением клеевых швов, так и горизонтальным. Примеры балок и их поперечных сечений для пролетных строений мостов из слоистой клееной древесины приведены на Рисунках 6.2 и 6.3.

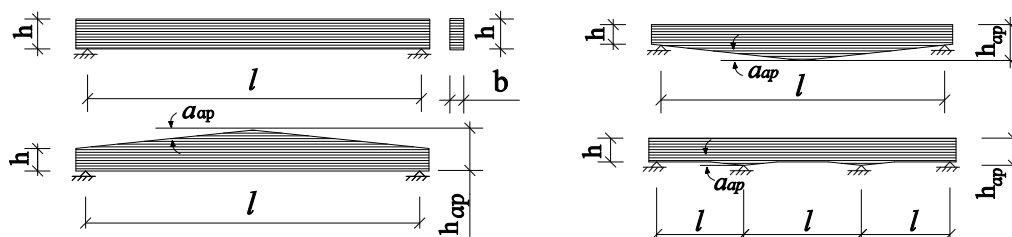


Рисунок 6.2 – Схемы балок из слоистой клееной древесины

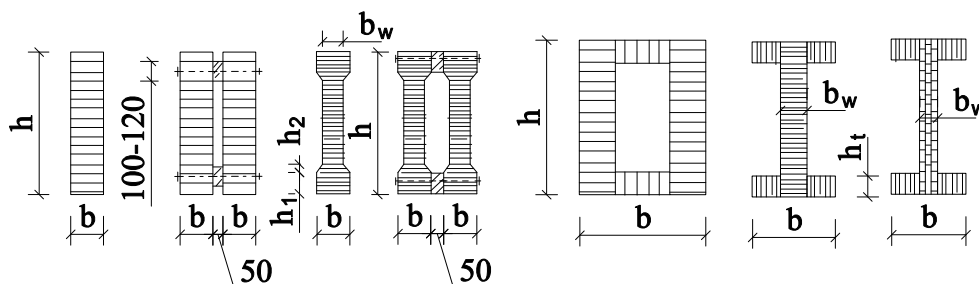


Рисунок 6.3 – Схемы поперечных сечений балок из слоистой клееной древесины

Сочетание в поперечном сечении балок разной направленности клеевых швов не рекомендуется из-за различных значений коэффициентов линейного расширения древесины досок при изменении влажности в разных направлениях, что может привести к возникновению внутренних напряжений в клеевых швах и разрушению конструкции.

6.4 LVL

6.4.1 LVL является конструкционным материалом, который при строительстве мостов используется в виде балок пролетных строений, элементов рам, элементов решетки и поясов ферм, настила проезжей части. LVL представляет собой многослойный клееный материал, изготовленный путем склейки тонких вертикальных слоев (вертикальное расположение клеевых швов) лущеного шпона хвойных пород (сосна, ель, лиственница). Толщина листов шпона составляет 3 – 4 мм. Волокна древесины смежных слоев располагаются параллельно, а в некоторых случаях направление волокон наружных слоев может быть расположено перпендикулярно направлению внутренних. В зависимости от страны производителя LVL может отличаться своей маркировкой, значениями прочностных и упругих характеристик.

В США LVL выпускается под названием Microllam. Он изготавливается из желтой сосны или ели Дугласа, а в Финляндии – из ели под названием Kerto. LVL – Kerto подразделяется на Kerto –Sc – с одинаковым направлением волокон во всех слоях и Kerto – Q, где в каждом пятом слое шпона направление волокон перпендикулярно к первым четырем. В Канаде, США, Германии, Японии, Польше, России и других странах LVL выпускается под названием UltralamTM. UltralamTM изготавливается из шпона хвойных пород различного сорта ($G_1 - G_4$).

6.4.2 LVL– Kerto выпускаются толщиной от 27 мм до 90 мм и шириной от 200 мм до 600 мм. LVL чаще всего используется в комбинированных конструкциях в качестве стенок двутавровых балок. Основные характеристические значения прочности для LVL - Kerto приведены в Таблице 6.9.

Таблица 6.9 – Характеристические значения прочности плит LVL–Kerto

Марка	Характеристические значения прочности, Н/мм ²							
	при изгибе		при сжатии		при растяжении		при скалывании	
	на ребро, $f_{m,0,edge,k}$	плашмя, $f_{m,0,flat,k}$	вдоль волокон, $f_{c,0,k}$	поперек волокон на ребро, $f_{c,90,edge,k}$	вдоль волокон, $f_{t,0,k}$	поперек волокон, $f_{t,90,k}$	на ребро, $f_{v,0,edge,k}$	плашмя, $f_{v,0,flat,k}$
Kerto-S ^K	44,0	50,0	35,0	6,0	35,0	0,8	4,1	2,3
Kerto-Q ^K	32,0	36,0	26,0	9,0	26,0	6,0	4,5	1,3

Среднее значение модуля упругости $E_{0,mean}$ плит LVL – Kerto марки Kerto – S^K и Kerto – Q^K составляет соответственно 13800 Н/мм² и 10500 Н/мм², а модуля сдвига $G_{0,mean}$ и плотности $\rho_{k,mtan}$ – 600 Н/мм² и 510 кг/м³.

6.4.3 LVL UltralamTM выпускается нескольких типов и соответственно маркируется. Маркировка LVL UltralamTM устанавливается в зависимости от направления волокон и сортов слоев шпона: Ultralam Rs; Ultralam R; Ultralam X и Ultralam I. Изделия из UltralamTM выпускаются в виде балок и плиты и делятся на несколько типов в зависимости от направления волокон и сорта шпона (Таблица 6.10).

Таблица 6.10 – Тип и область применения UltralamTM

Тип материала	Характеристика	Область применения
Ultralam Rs	Все слои шпона имеют параллельное направление волокон, для изготовления используется шпон сортов G1-G2 (преимущественно сорт G1)	Несущие конструкции
Ultralam R	Все слои шпона имеют параллельное направление волокон, для изготовления используется шпон сортов G1-G2 (преимущественно сорт G2)	Несущие конструкции
Ultralam X	Отдельные слои шпона имеют взаимно перпендикулярное направление волокон, для изготовления используется шпон сортов G2-G3	Несущие и ограждающие конструкции
Ultralam I	Слои шпона могут иметь как параллельное, так и взаимно перпендикулярное направление волокон, для изготовления используется шпон сортов G3-G4	Ограждающие конструкции

Размеры плиты UltralamTM стандартизированы. В настоящее время плиты UltralamTM выпускаются следующих размеров: толщиной – от 19 мм до 106 мм; шириной – от 200 мм до 1250 мм и длиной – до 20 м. Среднее значение модуля

упругости $E_{0,mtan}$ вдоль волокон для плит типа R составляет 14000 МПа, для плит типа X толщиной от 19 мм до 21 мм – $E_{0,mtan} = 10000$ МПа, а с толщиной от 24 мм до 75 мм – $E_{0,mtan} = 12100$ МПа.

6.4.4 В мостостроение следует использовать Ultralam Rs и Ultralam R в виде элементов комбинированных конструкций, элементов рам и ферм, балок и плит проезжей части моста. Проектирование конструкций из LVL должно осуществляться на основании требований СН РК EN 1995-1-1:2008/2011(3.4, 6.1.2 – 6.1.8, 6.2.1 – 6.2.4, 6.3.1 – 6.3.3, 6.4.1 – 6.4.3) и СН РК EN 1995-2:2004/2011 (6.2, 7.1 – 7.3).

Характеристические значения LVL должны определяться в соответствии с методиками СТ РК EN 14374, а влажность и геометрические размеры – EN 322, EN 324-1 и EN 324 -2.

6.5 Фанера

6.5.1 Фанера представляет собой плоскую плиту, изготовленную путем склеивания под давлением нескольких тонких слоев шпона толщиной 2 – 4 мм. Слои шпона располагаются перпендикулярно друг другу и склеиваются под давлением в нечетное число слоев (не менее трех). Фанера может быть трехслойной и многослойной. В мостостроении используют только многослойную нешлифованную фанеру в виде элементов комбинированных конструкций (обшивки плит для тротуаров, стенки балок двутаврового и коробчатого поперечного сечений, используемых в качестве прогонов). В элементах конструкций мостов допускается применение фанеры только на водостойких клеях толщиной не менее 6 мм. Комбинированные конструкции с фанеры используются в основном при строительстве малых пешеходных мостов и не в качестве главных конструкций пролетных строений. В автомобильных мостах такие конструкции не рекомендуется применять.

6.5.2 При применении фанеры в обязательном порядке должен учитываться класс клеевого соединения с учетом условий эксплуатации на основании требований стандарта EN 314-2. Согласно требованиям EN 314-2 для клеевых соединений установлены следующие классы:

класс 1 – эксплуатация внутри помещений в сухих условиях;

класс 2 – эксплуатация во влажных, но вентилируемых условиях;

класс 3 – эксплуатация снаружи помещений, т.е. под дождем и солнцем в течение длительного периода времени.

Для элементов конструкций мостов характерны 2 класса эксплуатации: класс 2 и 3.

6.5.3 При использовании фанеры в защищенных от увлажнения условиях (под плитами проезжей части с полным исключением попадания влаги) в качестве элементов конструкций мостов, качество связующего должно удовлетворять требованию клеевого соединения класса 2 по EN 314-2. В этом случае стойкость фанеры к поражению микроорганизмами по риску биологического поражения, должна соответствовать стандарту EN 335-3.

6.5.4 При использовании фанеры в незащищенных от увлажнения условиях (тротуары мостов, прогоны в местах, где возможно попадание влаги, т.е. эксплуатация под дождем и солнцем в течение длительного периода времени), т.е. 3 класс согласно

EN 335-3, то качество связующего должно удовлетворять требованию клеевого соединения класса 3 по EN 314-2. В этом случае стойкость фанеры к поражению микроорганизмами для класса 3 по риску биологического поражения должна соответствовать стандарту EN 335-3.

6.5.5 Характеристические значения механических свойств фанеры должны соответствовать требованиям стандарта СТ РК EN 12369-1. В требованиях европейских стандартов для фанеры отсутствует понятие классов прочности, как это принято для цельной и слоистой клееной древесины. Поэтому характеристические значения определяются изготовителем, в соответствии с требованиями стандарта СТ РК EN 12369-1, и носят заявительный характер, где должна быть указана информация следующего содержания:

- описание продукции;
- стандарт, по которому изделие изготовлено;
- характеристические значения;
- класс эксплуатации продукции;
- класс древесины для изготовления шпона, сорт и количество слоев;
- сведения о сертификации.

Поставляемая для изготовления конструкций фанера должна иметь соответствующую маркировку, а ее качество должно контролироваться на национальном уровне.

6.6 Клей

6.6.1 Для изготовления элементов конструкций должны применяться такие клеевые составы, чтобы при их использовании обеспечивалась прочность, долговечность и целостность соединений в течение проектного срока службы конструкции. Согласно требованиям EN 301 все клеевые составы, в зависимости от условий эксплуатации, делятся на три типа. Клеевые составы типа I, установленного в EN 301, применяются для всех классов эксплуатации, типа II – только для классов эксплуатации 1 и 2 при отсутствии длительного действия температуры более 50 °C, а типа III – только для класса эксплуатации 3 согласно Пункту 3.6(3) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

6.6.2 Для изготовления слоистой клееной древесины должны быть использованы следующие клеевые составы:

- поликонденсационный клей на основе феноло- и аминопластов в соответствии с требованиями установленными в EN 301;
- полиуретановый клей, испытанный в соответствии с требованиями, установленными в СТ РК EN 14080 (Приложение С).

6.6.3 Для клеештыревых соединений следует применять эпоксидные клеевые составы. Рекомендуемые составы клеев приведены в Таблице 6.11.

Таблица 6.11 – Рекомендуемые составы эпоксидных клеев для клеештыревых соединений

Компоненты клеев	Количество, масс. ч.	
	клей ЭПЦ-1	клей К-153
Смола ЭД-20	100	100
Тиокол МВБ-2	-	20
Полиэфир МГФ-9	20	10
Полиэтилен-полиамин	15	15
Сложные амины	20	20
Цемент или вибромолотый кварцевый песок	200	200

7 ОСНОВЫ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ

Примечание – В настоящее время статический расчет деревянных конструкций и их элементов выполняется с использованием численных методов, одним из которых является метод конечных элементов, который реализован в целом ряде программных вычислительных комплексов. Однако это не исключает возможности использования других методов.

Для выполнения статических расчетов сложных конструктивных систем (арки, фермы и рамы), а также проверки устойчивости сжатых и сжато-изгибаемых элементов должны использоваться теории второго порядка.

7.1 Особенности расчета многослойных деревянных плит настила

7.1.1 При статическом расчете плиты настила могут быть использованы следующие методы:

- аналитический метод, основанный на теории ортотропных плит;
- численный метод, метод конечных элементов, где плита моделируется в виде сетки конечных элементов определенных размеров;
- упрощенный метод, в котором плита рассматривается как балка с рабочей шириной b_{ef} , состоящей из одной или нескольких балок по направлению слоев.

При использовании одного из методов расчета для плит из хвойных пород древесины следует использовать данные, приведенные в Таблице 7.1.

**Таблица 7.1 – Свойства многослойных плит настила [СН РК EN 1995-2:2004/2011
Таблица 5.1]**

Тип плиты настила	$E_{90,mean}/E_{0,mean}$	$G_{0,mean}/E_{0,mean}$	$G_{90,mean}/G_{0,mean}$
Слои, соединенные гвоздями	0	0,06	0,05
Напряженные многослойные плиты:			
– из не строганных пиломатериалов	0,015	0,06	0,08
– из строганных пиломатериалов	0,020	0,06	0,10
Склеенные многослойные плиты	0,030	0,06	0,015
ПРИМЕЧАНИЕ Коэффициент Пуассона ν допускается принимать равным нулю.			

7.1.2 [5.1.3(1)] При расчете плит настила с использованием упрощенного метода, рабочая ширина сечения плиты определяется по формуле:

$$b_{ef} = b_{w,middle} + a, \quad (7.1)$$

где $b_{w,middle}$ – ширина нагруженной площади на нулевой плоскости в центре плиты настила, определяется согласно требованиям СН РК EN 1995-2:2004/2011 (5.1.2);

a – значение, принимаемое из Таблицы 5.3 в СН РК EN 1995-2:2004/2011 или из Таблицы 7.2 настоящего пособия.

**Таблица 7.2 – Значения a для определения рабочей ширины балки
[СН РК EN 1995-2:2004/2011]**

Тип плиты настила	a , м
Плита настила из слоев, соединенных гвоздями	0,1
Плита из напряженных или склеенных слоев	0,3
Плита с крестообразным расположением слоев	0,5
Составная дерево-бетонная плита	0,6

7.1.3 При расчете плит настила коробчатого поперечного сечения следует руководствоваться требованиями канадских [10] или американских [11 и 12] норм или же определять рабочую ширину на основании испытаний моделей в натуральную величину.

7.1.4 Если в плите настила стыки слоев по их длине выполнены с использованием зубчатых шиповых соединений, то значение b_{ef} , определенное по Формуле (7.1), следует умножать 0,75 – для пиломатериалов из лиственных пород и на 0,85 – для пиломатериалов хвойных пород древесины. В случае, когда поперечное сечение плиты настила имеет коробчатое сечение, то эти множители соответственно равны 0,8 и 0,85.

7.1.5 На основании опыта эксплуатации мостов в многослойных напряженных плитах настила уровень длительного остаточного напряжения $\sigma_{p,min}$ сжатия между слоями из хвойных пород древесины не должен быть меньше чем 0,5 Н/мм² и 0,7 Н/мм² – из слоев лиственных пород древесины, несмотря на то, что в Пункте 6.1.2(5) СН РК EN 1995-2:2004/2011 он уставлен не менее 0,35 Н/мм².

7.2 Особенности расчета дерево-бетонных плит

7.2.1 Одним из направлений развития деревянных конструкций при строительстве мостов явилось использование дерево-бетонных плит, представляющих собой комбинированную конструкцию, состоящую из клееных деревянных балок (ребер) соединенных с бетонной плитой проезжей части. Соединение бетонной плиты с деревянными балками, согласно требованиям СН РК EN 1995-2:2004/2011 (1.5.2.1, 8.2.2(3)Р), следует выполнять с использованием стальных механических связей (стержней), которые устанавливаются перпендикулярно волокнам древесины балок. Анкеровка стержней в древесине осуществляется путем завинчивания или клейки, а в бетоне – путем омоноличивания в плите.

По способу передачи сдвигающих усилий, возникающих от действия вертикальных и горизонтальных нагрузок (усилия торможения и столкновения транспортных средств) между бетонной плитой и деревянными балками, можно выделить два типа дерево-бетонных плит: плиты с соединениями на механических связях, где возникающие в соединениях сдвигающие и растягивающие усилия воспринимаются связями; плиты с желобками и механическими связями, где сдвигающие усилия воспринимаются выступами древесины, а растягивающие усилия – механическими связями. Наиболее удачным сопряжением бетонной плиты с деревянными балками является решение, которое было приведено на Рисунке 5.16а настоящего пособия.

При проектировании дерево-бетонных плит особое внимание должно уделяться растянутым деревянным элементам, которые имеют хрупкий характер разрушения. Кроме того, следует учитывать, что эксплуатация таких конструкций происходит под воздействием динамических нагрузок в разных погодных условиях, а сами материалы обладают разными по значению реологическими характеристиками.

7.2.2 При выполнении статического расчета дерево-бетонных плит должны быть определены усилия в связях, соединяющих бетонную плиту с деревянными балками.

7.2.3 [8.2.1(2)] В дерево-бетонных плитах без желобков все связи воспринимают сдвигающее усилия, действующее по контакту древесины с бетоном. Величина усилия, действующего на каждую связь, должна определяться численным методом с использованием программных комплексов, позволяющих учитывать изменение податливости таких соединений во времени.

7.2.4 [8.2.2(4)] В дерево-бетонных плитах с желобками связи, соединяющие древесину с бетоном, работают на растяжение, а величина растягивающего усилия, действующего на связь, определяется по формуле:

$$F_{t,Ed} = 0,1 \cdot F_{v,E}, \quad (7.2)$$

где $F_{t,Ed}$ – расчетное значение растягивающего усилия между древесиной и бетоном, действующего на связь;

$F_{v,Ed}$ – расчетное значение усилия сдвига, действующее на древесину желобка в зоне установки связи.

Здесь, как и в случае плит без желобков, определение усилий должно выполняться с использованием численных методов по программным комплексам.

7.2.5 [5.3(3)] Расчетной моделью плиты состоящей из древесины и бетона является составная балка таврового сечения, полка которой выполнена из бетона, а стенка – из древесины. Рабочую ширину бетонной полки следует определять по формуле:

$$b_{ef,c}=b+ b_{ef,1}+ b_{ef,2} , \quad (7.3)$$

где b – ширина деревянной балки;

$b_{ef,1}$, $b_{ef,2}$ – рабочая ширина бетонных фланцев, определяемая для бетонного таврового сечения в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (5.3.2.1).

7.2.6 [5.3(2)] Трение и сцепление между древесиной и бетоном не учитывается.

7.2.7 [5.3(4)P] Для учета изменения жесткости бетонной плиты при образовании трещин, в упрощенном расчете допускается принимать ее равной 40 % жесткости в нерастрескавшемся состоянии.

7.2.8 При выполнении статических расчетов дерево-бетонных плит в обязательном порядке должно учитываться изменение модуля податливости соединений во времени. Данные зависимости должны быть получены на основании результатов экспериментальных исследований. Свидетельством данному утверждению являются результаты исследований, приведенные в работах [7, 13 и 14], где было установлено, что в результате ползучести древесины деформативность соединений дерево-бетонных плит не стабилизировалась в течении 5 лет наблюдений, хотя максимальной величины она достигает в течение 2 лет после строительства моста.

7.3 Особенности расчета рам, ферм и арок

7.3.1 Статический расчет рам, ферм и арок следует выполнять с учетом требований СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (5.4). При составлении расчетных моделей и вычислении внутренних усилий должно учитываться:

- деформативность элементов и узлов;
- влияние эксцентриситетов опирания;
- жесткость опор и основания.

7.3.2 При выполнении статических расчетов пролетных строений мостов, где в качестве главных несущих конструкций использованы рамы, фермы или арки, следует учитывать влияние прогиба на распределение внутренних усилий путем проведения линейного расчета второго порядка. Приведенные в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (5.4.4) требования касаются общестроительных конструкций, а не конструкций мостов. Поэтому, для конструкций деревянных мостов с использованием рам, ферм и арок, когда величина прогиба конструкционного элемента, полученная в результате линейного расчета первого порядка, больше чем 0,0025 от величины пролета, рекомендуется выполнение линейного расчета второго порядка.

Опыт проектирования пешеходных деревянных мостов в европейских странах показывает, что для пролетных строений более 15 м статический расчет следует выполнять с использованием теории второго порядка.

8 РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ И ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

8.1 Расчет элементов деревянных конструкций мостов по предельным состояниям несущей способности

Расчет элементов деревянных конструкций мостов по предельным состояниям несущей способности следует проводить с целью проверки прочности, устойчивости и усталости элемента на действие расчетной нагрузки, которая оказывает наибольшее влияние при проектировании и выбирается из комбинаций воздействий, приведенных в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Приложение А.2) и НТП к СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

8.1.1 Расчет многослойных деревянных плит настила

8.1.1.1 [6.1.1(2)] Предельное состояние несущей способности для деревянных конструкций мостов следует рассматривать с учетом неоднородности настила проезжей части. Для деревянных плит настила определены общие принципы, согласно которым определяются расчетные значения прочности.

Расчетные значения прочности при изгибе и прочности при сдвиге деревянной плиты настила определяются по формулам:

$$f_{m,d,deck} = k_{sys} f_{m,d,lam} , \quad (8.1)$$

$$f_{v,d,deck} = k_{sys} f_{v,d,lam} , \quad (8.2)$$

где $f_{m,d,lam}$ – расчетное значение прочности слоя древесины при изгибе;

$f_{v,d,lam}$ – расчетное значение прочности слоя древесины при сдвиге;

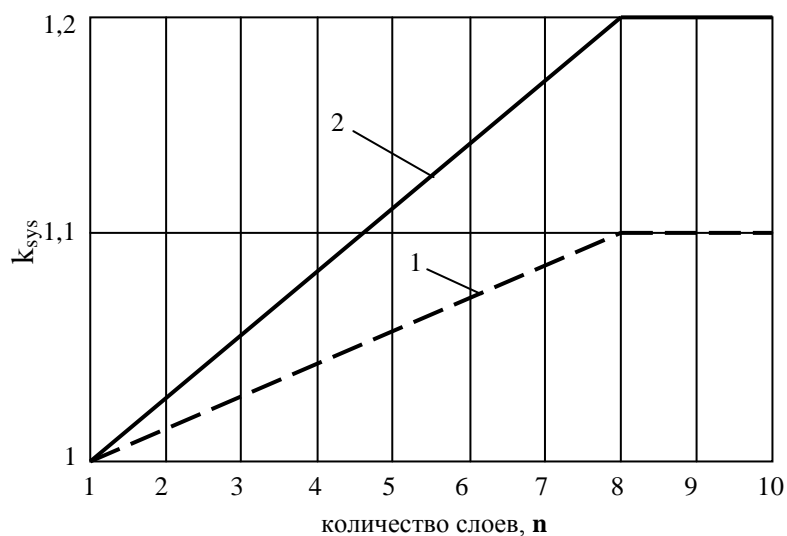
k_{sys} – коэффициент прочности системы.

Значение коэффициента k_{sys} для плит настила состоящих из слоев цельной древесины, соединенных гвоздями или шурупами, или же из слоев с преднапряжением либо склеенных между собой, определяется из Рисунка 6.12 в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 или из Рисунка 8.1 настоящего пособия в зависимости от числа рабочих слоев.

Число рабочих слоев в плите настила, согласно Пункту 6.1.1(2) СН РК EN 1995-2:2004/2011 определяется по формуле:

$$n = \frac{b_{ef}}{b_{lam}}, \quad (8.3)$$

где b_{ef} – рабочая ширина;
 b_{lam} – ширина слоя.



1 – слои, соединенные гвоздями или шурупами;
 2 – предварительно напряженные или склеенные слои

Рисунок 8.1 – Зависимость коэффициента k_{sys} для слоистых плит настила по данным СН РК EN 1995-1-1:2008/2011

8.1.1.2 [6.1.1(3)] Рабочую ширину плиты настила согласно требованиям следует определять по формуле:

$$b_{ef} = \frac{M_{max,beam}}{m_{max,plate}}, \quad (8.4)$$

где $M_{max,beam}$ – максимальный изгибающий момент в балке, моделирующей плиту;
 $m_{max,plate}$ – максимальный изгибающий момент в плите, вычисленный по теории ортотропных плит (Рисунок 8.2).

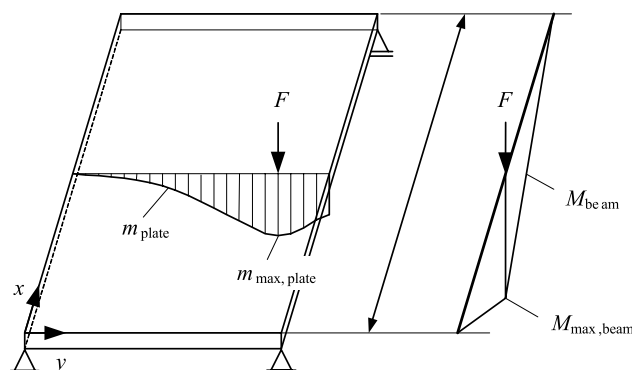


Рисунок 8.2 – Схема распределения изгибающего момента в плите для определения рабочей ширины согласно СН РК EN 1995-2:2004/2011

8.1.1.3 [6.1.2(2)] Для многослойных напряженных плит величина длительного усилия должна быть такой, чтобы не происходило сдвига между слоями, т.е. должно соблюдаться следующее условие:

$$F_{v,Ed} \leq \mu_d \sigma_{p,min} h, \quad (8.5)$$

где $F_{v,Ed}$ – расчетное значение сдвигающей силы на единицу длины, вызванной вертикальным и горизонтальным воздействием;

μ_d – расчетное значение коэффициента трения;

$\sigma_{p,min}$ – минимальное длительное остаточное напряжение сжатия от предварительного напряжения;

h – высота поперечного сечения плиты.

8.1.1.4 [6.1.2(3)] При выполнении расчетов с использованием Формулы (8.5) значение коэффициента трения μ_d должно приниматься в зависимости от породы древесины слоев, неровностей контактных поверхностей между слоями, чистоты обработки контактирующих между собой поверхностей слоев, уровня остаточного напряжения между слоями.

8.1.1.5 [6.1.2(4)] Расчетные значения статических коэффициентов трения μ_d между слоями мягкой древесины, а также слоями мягкой древесины и бетоном следует принимать из Таблицы 8.1.

8.1.1.6 [6.1.2(5)] Длительное остаточное напряжение сжатия $\sigma_{p,min}$ от предварительного напряжения между слоями не должно быть меньше $0,35 \text{ Н/мм}^2$. Данное значение согласно Пункту 6.1.2(6) СН РК EN 1995-2:2004/2011 должно приниматься при проверке Формулы (8.5). В случае, когда величина начального предварительного напряжения не менее $1,0 \text{ Н/мм}^2$ и влагосодержание древесины не более 16 %, а также гарантированы условия защиты древесины плиты от увеличения ее влагосодержания в процессе эксплуатации, то значение $\sigma_{p,min}$ можно считать больше чем $0,35 \text{ Н/мм}^2$.

**Таблица 8.1 – Расчетные значения коэффициента трения μ_d
[СН РК EN 1995-2:2004/2011]**

Неровность поверхности слоя	Поперек волокон		Вдоль волокон	
	Влагосодержание древесины		Влагосодержание древесины	
	$\leq 12 \%$	$16 \% \geq$	$\leq 12 \%$	$16 \% \geq$
Распиленная древесина к распиленной древесине	0,30	0,45	0,23	0,35
Строганная древесина к строганной древесине	0,20	0,40	0,17	0,30
Распиленная древесина к строганной древесине	0,30	0,45	0,23	0,35
Древесина к бетону	0,40	0,40	0,40	0,40
Примечание – При влагосодержании древесины между 12 % и 16 %, значения μ_d принимают по				

линейной интерполяции.

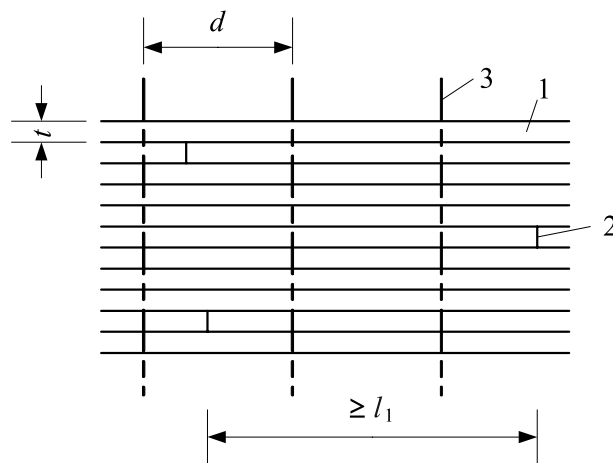
8.1.1.7 [6.1.2(9)] В статически-прочностном расчете напряженных многослойных плит настила значение коэффициента $k_{с,90}$ следует принимать равным 1,3.

8.1.1.8 [6.1.2(10)] В любых четырех соседних слоях многослойных напряженных плит настила должно быть не более одного стыкового соединения в пределах расстояния l_1 , определяемого следующим образом:

$$l_1 = \min \begin{cases} 2d \\ 30t \\ 1,2 м \end{cases}, \quad (8.6)$$

где d – расстояние между предварительно напряженными тязами в многослойной плите (Рисунок 8.3);

t – толщина слоя в направлении предварительного натяжения.



1 – слой; 2 – стыковое соединение; 3 – предварительно напряженный тяз

Рисунок 8.3 – Схема стыковых соединений в напряженных многослойных плитах настила по СН РК EN 1995-2:2004/2011

8.1.1.9 [6.1.2(11)] При вычислении значений прочности вдоль волокон для напряженных многослойных плит настила, сечение в направлении предварительного напряжения следует уменьшать пропорционально количеству стыков соединений в пределах расстояния, равного 4 толщинам слоя.

8.1.2 Расчет центрально-растянутых элементов деревянных конструкций мостов

8.1.2.1 К центрально-растянутым элементам конструкций мостов относятся элементы подверженные осевому растяжению (элементы решетки ферм пролетных строений, элементы подвесок, элементы связевых фер и т.п.). Центрально-растянутые элементы работают в условиях одноосного напряженного состояния.

8.1.2.2 Расчет центрально-растянутого элемента выполняется с целью проверки прочности в самой слабой точке. Обычно такими зонами являются участки узловых соединений, где в отверстия или гнезда могут устанавливаться болты, металлические

пластины, кольцевые шпонки, т.е. имеет место уменьшения поперечного сечения. В соответствии с требованиями Пункта 5.2 (3) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, эффект уменьшения площади поперечного сечения может не учитываться, если в соединении используются гвозди и болты диаметром 6 мм и менее без предварительного сверления отверстий. Вместе с тем, в соответствии с требованиями Пункта 5.2 (4) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, все отверстия на расстоянии половины минимального размера крепежного элемента, измеряемого вдоль волокон, должны рассматриваться как относящиеся к данному сечению.

В соответствии с требованиями Пункта 6.1.2(1) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 по Формуле (6.1) расчетное значение растягивающего напряжения в элементе должно быть меньше, чем расчетное значение прочности при растяжении:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (8.7)$$

где $\sigma_{t,0,d}$ – расчетное значение растягивающего вдоль волокон напряжения;
 $f_{t,0,d}$ – расчетное значение прочности древесины при растяжении вдоль волокон.

Здесь, расчетное значение растягивающего напряжения $\sigma_{t,0,d}$ должно определяться по формуле:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_{net}} \quad (8.8)$$

где N_d – расчетное значение растягивающего осевого усилия, определенное из комбинации воздействий;

A_{net} – площадь нетто сечения с учетом ослаблений в соединении.

Если на каждом конце элемента соединения разные, то следует рассчитывать ту сторону элемента, где площадь сечения нетто является минимальной.

Расчетное значение прочности при растяжении древесины вдоль волокон должно определяться с учетом требований СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.1(1)Р, 3.2(3), 3.3(3), 3.4(4) и 6.6(1)Р), т.е. по формуле:

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot k_h \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M} \quad (8.9)$$

где k_{mod} – коэффициенты модификации, учитывающий длительность действия воздействий и температурно-влажностные условия эксплуатации. Значение коэффициента k_{mod} принимается из СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (Таблица 3.1);

k_{sys} – коэффициент корректировки значения прочности древесины, который для центрально-растянутых элементов конструкций мостов принимается равным 1;

k_h – поправочный коэффициент, учитывающий эффект размера элемента при растяжении;

$f_{t,0,k}$ – характеристическое значение прочности при растяжении элемента вдоль волокон из древесины или материала на ее основе. Значение $f_{t,0,k}$ для пиломатериалов или

слоистой клееной древесины в зависимости от класса прочности принимается соответственно из Таблиц 6.3, 6.4 или 6.6, 6.7 настоящего пособия;

γ_M – частный коэффициент свойств материала значение которого принимается из Таблицы 6.1 настоящего пособия;

Значение коэффициента k_h определяется для большего размера поперечного сечения элемента. Если рассчитывается элемент из LVL, то вместо коэффициента k_h следует принимать коэффициент k_l , который зависит от длины элемента. Вычисление значения коэффициента k_h для элементов из цельной древесины выполняется с использованием Формулы (3.1) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, а для клееной – Формулы (3.2) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

Алгоритм расчета центрально-растянутых элементов приведен в (Б.1).

8.1.3 Расчет центрально-сжатых элементов деревянных конструкций мостов

8.1.3.1 К центрально сжатым элементам относятся такие элементы конструкций, в которых сжимающая нагрузка направлена вдоль центральной оси x-x элемента, совпадающей с направлением волокон древесины (см. Рисунок 8.4).

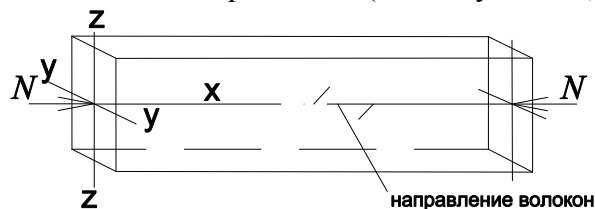


Рисунок 8.4 – Схема центрально-сжатого элемента

Центрально-сжатыми элементами в конструкциях деревянных мостов являются стойки и сжатые раскосы ферм пролетных строений, сжатые элементы связевых ферм, элементы подкосных систем и т.п. Несущая способность центрально-сжатых элементов зависит от следующих факторов:

- прочности на сжатие и модуля упругости древесины;
- размеров поперечного сечения элемента и его длины;
- условий закрепления;
- геометрических несовершенств (отклонений от номинальных размеров, начальной кривизны и т.п.);
- изменений свойств материала и несовершенств (плотности, податливости узлов, влагосодержания древесины).

В СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 все эти факторы учитываются путем соблюдения соответствующих требований при выполнении расчета элементов.

8.1.3.2 Несущая способность центрально-сжатых элементов должна определяться из двух условий: условия прочности элемента при сжатии вдоль волокон и условия прочности элемента с учетом потери устойчивости.

Для коротких и массивных элементов с относительной гибкостью $\lambda_{rel,y}$ и $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$, в соответствии с СН РК EN 1995-1-1:2004/2011 (6.2), расчет по прочности следует выполнять по формуле:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}, \quad (8.10)$$

где $\sigma_{c,0,d}$ – расчетное значение напряжения при сжатии вдоль волокон ;
 $f_{c,0,d}$ – расчетное значение прочности древесины при сжатии вдоль волокон.

Расчетное значение напряжения при сжатии вдоль волокон определяется по формуле:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_d}{A}, \quad (8.11)$$

где F_d – расчетное значение сжимающего осевого усилия;
 A – площадь поперечного сечения элемента.

Расчетное значение прочности при сжатии древесины вдоль волокон должно определяться с учетом требований СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.1(1)P, 6.6(1)P), т.е. по формуле:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M}, \quad (8.12)$$

где k_{mod} , k_{sys} и γ_M – коэффициенты, которые были определены в Формуле (8.9);
 $f_{c,0,k}$ – характеристическое значение прочности при сжатии древесины вдоль волокон или материала на ее основе.

Расчет центрально-сжатых элементов, когда значения относительной гибкости $\lambda_{rel,y} > 0,3$ и/или $\lambda_{rel,z} > 0,3$, должен выполняться с учетом потери устойчивости. В этом случае, в соответствии с требованиями Пункта 6.3.2(3) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, должны соблюдаться следующие условия:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1, \text{ при } \lambda_{rel,y} > 0,3, \quad (8.13)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} \leq 1, \text{ при } \lambda_{rel,z} > 0,3, \quad (8.14)$$

т.е.

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}, \quad (8.15)$$

и

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}, \quad (8.16)$$

где $\lambda_{rel,y}$ – относительная гибкость, соответствующая изгибу элемента относительно оси у-у;

$\lambda_{\text{rel},z}$ – относительная гибкость элемента, соответствующая изгибу элемента относительно оси z-z;

$\sigma_{c,0,d}$ и $f_{c,0,d}$ – были определены ранее в Формулах (8.10 и 8.11);

$k_{c,y}$ и $k_{c,z}$ – коэффициенты продольного изгиба, определяемые по Формулам (6.25) и (6.26) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, т.е.:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{\text{rel},y}^2}}, \quad (8.17)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{\text{rel},z}^2}}, \quad (8.18)$$

где k_y и k_z должны быть определены по Формулам (6.27) и (6.28) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, т.е.:

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{\text{rel},y} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},y}^2) \quad (8.19)$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{\text{rel},z} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},z}^2) \quad (8.20)$$

где β_c – коэффициент, значение которого зависит от материала элемента, отклонения элемента от прямолинейности и его поперечного сечения. Для элементов сплошного поперечного сечения, изготовленных из древесины $\beta_c = 0,2$ при условии, что отклонение от прямолинейности, измеряемое посередине длины элемента, меньше или равно $L/300$. Для элементов из слоистой клееной древесины и LVL коэффициент $\beta_c = 0,1$ при условии, что отклонение от прямолинейности, измеряемое посередине длины элемента, меньше или равно $L/500$.

Относительная гибкость $\lambda_{\text{rel},y}$ и $\lambda_{\text{rel},z}$ элемента относительно осей z-z и y-y (Рисунок 8.4) согласно Пункту 6.3.2(1) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 определяется по формулам:

$$\lambda_{\text{rel},y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (8.21)$$

$$\lambda_{\text{rel},z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (8.22)$$

где λ_y – гибкость элемента относительно оси y-y;

λ_z – гибкость элемента относительно оси z-z;

$E_{0,05}$ – пятипроцентный квантиль модуля упругости материала элемента;

$f_{c,0,k}$ – характеристическое значение прочности древесины при сжатии вдоль волокон.

Гибкость элемента следует определять по формуле:

$$\lambda = \frac{L_e}{i} \quad (8.23)$$

где L_e – расчетная длина элемента;

i – радиус инерции относительно оси, который определяется как $i = \sqrt{I/A}$, I – момент инерции сечения;

A – площадь поперечного сечения элемента.

Расчетная длина L_e элемента определяется по формуле:

$$L_e = \mu_0 L, \quad (8.24)$$

где L – полная длина элемента;

μ_0 – коэффициент, учитывающий условия закрепления элемента, который принимают равным:

1) в случае загрузки продольными силами по концам элемента:

– при шарнирно-закрепленных концах, а также при шарнирном закреплении в промежуточных точках элемента, $\mu_0 = 1$;

– при одном шарнирно-закрепленном и другом защемленном конце, $\mu_0 = 0,8$;

– при одном защемленном и другом свободном конце, $\mu_0 = 2,2$;

– при обоих защемленных концах, $\mu_0 = 0,65$;

2) в случае распределенной равномерно по длине элемента продольной нагрузки:

– при обоих шарнирно-закрепленных концах, $\mu_0 = 0,73$;

– при одном защемленном и другом свободном конце, $\mu_0 = 1,2$.

Для элементов с прямоугольным поперечным сечением величины гибкости λ_y и λ_z относительно оси у-у и оси z-z определяются по формулам:

$$\lambda_y = \frac{L_{e,y}}{i} = \frac{L_{e,y}}{h/\sqrt{12}} \quad \text{относительно оси у - у} \quad (8.25)$$

$$\lambda_z = \frac{L_{e,z}}{i} = \frac{L_{e,z}}{b/\sqrt{12}} \quad \text{относительно оси z - z} \quad (8.26)$$

где $L_{e,y}$ и $L_{e,z}$ – расчетные длины элемента относительно осей у-у и z-z, соответственно.

Алгоритм расчета центрально-сжатых элементов приведен в Б.2.

8.1.4 Расчет опорных площадок элементов конструкций мостов, подверженных сжатию древесины поперек волокон

8.1.4.1 Опорные площадки балок, прогонов, многослойных деревянных плит настила проезжей части и т.п. должны проверяться на прочность при сжатии древесины поперек волокон. При сжатии поперек волокон согласно Пункту 6.1.5(1) по Формуле (6.3) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 должно соблюдаться следующее условие:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}, \quad (8.27)$$

где $\sigma_{c,90,d}$ – расчетное значение напряжения сжатия поперек волокон;
 $k_{c,90}$ – коэффициент, учитывающий характер распределения нагрузки, риск раскалывания и деформации элемента при его сжатии поперек волокон;
 $f_{c,90,d}$ – расчетное значение прочности древесины при сжатии поперек волокон.

Расчетное значение напряжения сжатия поперек волокон определяется по Формуле (6.4) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}, \quad (8.28)$$

где $F_{c,90,d}$ – расчетное значение сжимающего усилия;
 A_{ef} – эффективная площадь контакта перпендикулярно волокнам древесины, равная bl ;
 b – ширина площадки контакта;
 l – длина площадки контакта;
 $f_{c,90,d}$ – расчетное значение прочности древесины при сжатии поперек волокон должно определяться с учетом требований СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.1(1)Р, 6.6(1)Р), т.е. по формуле:

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M}, \quad (8.29)$$

где k_{mod} , k_{sys} , γ_M – частные коэффициенты, которые были описаны в Формуле (8.12);
 $f_{c,90,k}$ – характеристическое значение прочности древесины при сжатии поперек волокон.

Эффективную площадь контакта A_{ef} согласно требованиям Пункта 6.1.5(1) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 следует определять с учетом эффективной его длины по направлению волокон. Эффективная длина равняется фактической длине контакта l , увеличенной на 30 мм в каждую сторону, но не более чем a , l или $l_1/2$ (Рисунок 8.5 и 8.6).

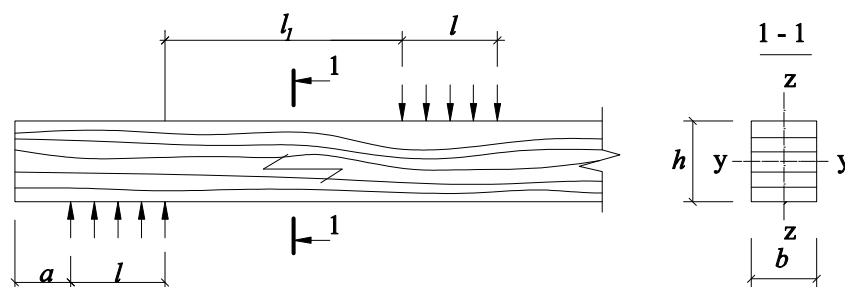


Рисунок 8.5 – Схема опирания элемента на отдельные опоры

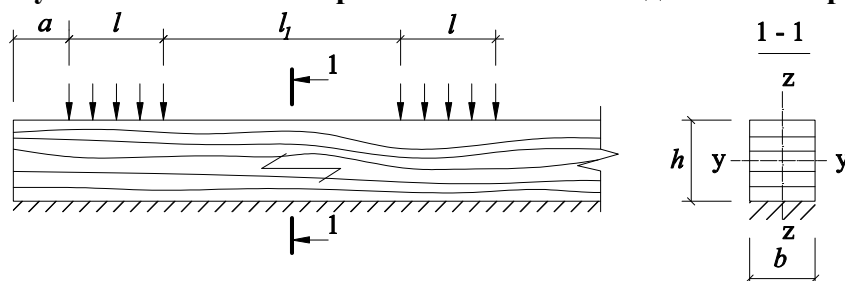


Рисунок 8.6 – Схема опирания элемента на сплошную опору

8.1.4.2 Для элементов, опирающихся на отдельные опоры (например, опирание балок на опоры моста, опирание прогонов на балки пролетных строений) при $l_1 \geq 2h$ (Рисунок 8.5), согласно Пункту 6.1.5(3) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 значение $k_{c,90}$ следует принимать:

$k_{c,90}=1,5$ – для элементов из цельной древесины хвойных пород;

$k_{c,90}=1,75$ – для элементов из клееной древесины хвойных пород при $l \leq 400$ мм,

где l – длина контакта;

h – высота элемента.

8.1.4.3 Для элементов, опирающихся по всей длине на сплошную опору (отсутствие прогиба в нижележащей конструкции) при $l_1 \geq 2h$ (Рисунок 8.6), согласно Пункту 6.1.5(4) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 значение $k_{c,90}$ следует принимать:

$k_{c,90}=1,25$ – для элементов из цельной древесины хвойных пород;

$k_{c,90}=1,5$ – для элементов из клееной древесины хвойных пород.

8.1.5 Расчет опорных площадок элементов конструкций мостов, подверженных сжатию под углом α к направлению волокон древесины

8.1.5.1 Расчет опорных площадок элементов арок, поясов ферм и элементов подкосных систем (например, коньковые узлы арок, треугольных ферм и т.п.), где их примыкание (опирание) осуществляется под углом α к волокнам должен выполняться в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.2.2). В этом случае расчетные значения напряжений должны удовлетворять следующему условию:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (8.30)$$

где $\sigma_{c,\alpha,d}$ – расчетное напряжение сжатию древесины под углом α к волокнам (Рисунок 8.7);

$f_{c,0,d}$ – расчетная прочность древесины при сжатии вдоль волокон;

$f_{c,90,d}$ – расчетная прочность древесины при сжатии поперек волокон;

$k_{c,90}$ – коэффициент, учитывающий характер распределения нагрузки, риск раскалывания и деформации элемента при его сжатии поперек волокон.

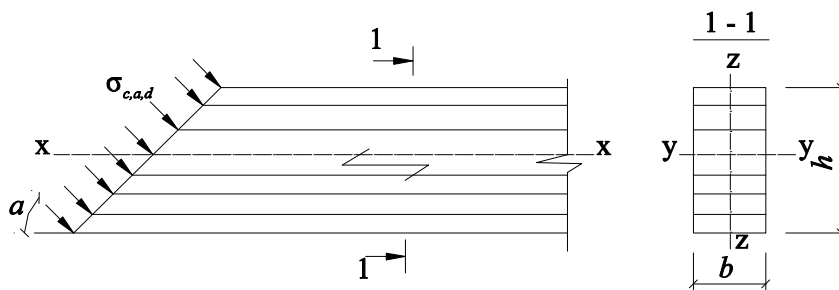


Рисунок 8.7 – Общий вид элемента, подверженного сжатию под углом α к волокнам

8.1.5.2 Расчетное значение напряжения $\sigma_{c,\alpha,d}$ от действия сжимающего усилия N_d , действующего под углом α к волокнам древесины, определяется по формуле:

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N_d \cdot \cos \alpha}{b \cdot h} \quad (8.31)$$

где b – ширина поперечного сечения элемента;

h – высота поперечного сечения элемента.

8.1.6 Расчет изгибаемых элементов деревянных конструкций мостов

8.1.6.1 К изгибаемым элементам деревянных мостов относятся балки пролетных строений мостов, плиты настила, прогоны, т.е. элементы подверженные действию момента и поперечной силы.

Для изгибаемых элементов расчет по предельным состояниям несущей способности должен состоять из проверки сохранения статического равновесия (скольжение или отрыв элемента), проверки условия прочности (при изгибе, сдвиге и смятии) и проверки условия усталости.

Небольшое отклонение, а также ограничения на допустимые отклонения от прямолинейного положения изгибаемых элементов, должны соответствовать требованиям, приведенным в Разделе 10 СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

8.1.6.2 При проверке предельных состояний несущей способности должен быть проверен каждый расчетный эффект. Для каждого расчетного эффекта должно использоваться максимальная по значению комбинация воздействий. Для предельного состояния несущей способности, наибольшие значения будут получены при основных комбинациях воздействий.

В случае аварийных расчетных ситуаций, должны использоваться комбинации воздействий, приведенные в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

При расчете по прочности должны быть рассмотрены все ситуации с учетом коэффициента k_{mod} . В случае, когда комбинация воздействий включает воздействия различных классов по продолжительности, коэффициент k_{mod} , соответствующий воздействию с самой короткой продолжительностью, используемого в комбинации нагружения, относится к показателям прочности в рассматриваемом случае. При рассмотрении состояний равновесия k_{mod} не используется.

8.1.6.3 При расчете изгибаемых элементов, которые раскреплены от потери устойчивости плоской формы деформирования, их расчетная несущая способность будет определяться прочностью материала при изгибе.

Согласно требованиям Пунктов 6.1.6 (1)Р и 6.3.3(4) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 для элементов изгибаемых только относительно оси у-у (Рисунок 8.8), в которых значение относительной гибкостью $\lambda_{rel,m}$ при изгибе относительно оси у-у меньше или равно 0,75, то условие прочности (6.11), приведенное в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, будет иметь следующий вид:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \cdot k_m \leq 1, \quad (8.32)$$

где $\sigma_{m,y,d}$ – расчетное напряжение при изгибе элемента относительно оси у-у;

$f_{m,y,d}$ – расчетное значение прочности древесины при изгибе элемента относительно оси у-у;

k_m – поправочный коэффициент, который учитывает распределение напряжения в элементе в пластичной области деформирования древесины, а также учитывает эффект изменения свойств материала. Значения данного коэффициента приведены в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 п. 6.1.6(2):

$k_m = 0,7$ – для сплошных элементов прямоугольного поперечного сечения из цельно и слоистой клееной древесины и LVL; $k_m = 1,0$ – для других поперечных сечений;

$k_m = 1,0$ – для других конструкционных материалов на основе древесины и любого поперечного сечения.

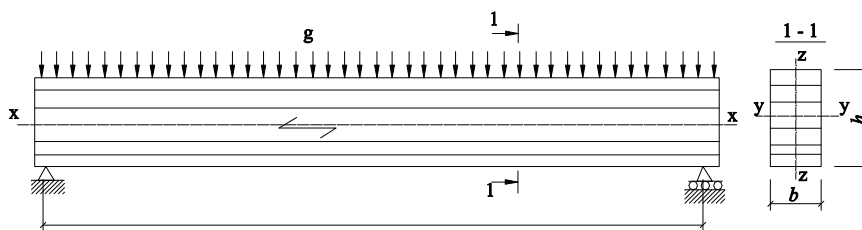


Рисунок 8.8 – Расчетная схема изгибаемого элемента

Согласно требованиям Пунктов 6.1.6(1)Р и 6.3.3(4) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, если же изгиб элемента происходит только относительно оси z-z (изгиб из плоскости), то Формула прочности (6.12), приведенные в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, будет иметь следующий вид:

$$\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \cdot k_m \leq 1, \quad (8.33)$$

где $\sigma_{m,z,d}$ – расчетное напряжение при изгибе элемента относительно оси z-z;
 $f_{m,z,d}$ – расчетное значение прочности древесины при изгибе элемента относительно оси z-z;
 k_m – коэффициент, который был определен в Формуле (8.32).

Если элемент подвержен косому изгибу (изгиб относительно обеих осей), а значение относительной гибкости $\lambda_{rel,m}$ относительно оси y-y меньше или равно 0,75, согласно Пунктам 6.1.6(1)Р) и 6.3.3(4) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, должны соблюдаться следующие условия:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (8.34)$$

$$k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (8.35)$$

где $\sigma_{m,y,d}$ и $\sigma_{m,z,d}$ – были определены в Формулах (8.32 и 8.33);
 k_m – коэффициент, который был определен в Формуле (8.32).

Расчетное значение прочности материала элемента при его изгибе должно определяться с учетом требований СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.1(1)Р, 3.2(3), 3.3(3), 3.4(4) и 6.6(1)Р), т.е. по формуле:

$$f_{m,y/z,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot k_h \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}, \quad (8.36)$$

где k_{mod} , k_{sys} , k_h и γ_M – коэффициенты, которые были определены выше;
 $f_{m,k}$ – характеристическое значение прочности древесины при изгибе элемента. Для материалов на основе древесины, принимается характеристическое значение прочности при изгибе элемента относительно оси изгиба.

Для прямоугольного сечения изгибаемого элемента шириной b и высотой h расчетные напряжения от изгиба относительно главной (y-y) и второстепенной (z-z) осей определяются по формулам:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y}, \quad (8.37)$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z}, \quad (8.38)$$

где $M_{y,d}$ и $M_{z,d}$ – расчетные изгибающие моменты относительно главной (y-y) и второстепенной (z-z) осей;

$W_y = (bh^2)/6$ и $W_z = (hb^2)/6$ – моменты сопротивления относительно главной (y-y) и второстепенной (z-z) осей.

8.1.6.4 При расчете изгибаемых элементов когда $\lambda_{rel,m} > 0,75$, следует руководствоваться требованиями Пункта 8.5.8 НТП РК-05-01-2011 часть 2 (к СН РК EN 1995-1-1:2008/2011).

8.1.6.5 При расчете изгибаемых элементов на сдвиг согласно Пункту 6.1.7(1)Р по Формуле (6.13) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 должно соблюдаться следующее условие:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \quad (8.39)$$

где $f_{v,d}$ – расчетное значение прочности древесины при сдвиге (скалывании), определяемое по Формуле (8.41) согласно требованиям СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (2.4.1(1)Р, 6.6(1)Р);

τ_d – расчетное сдвигающее (касательное) напряжение, определяемое с учетом требований Пункта 6.1.7(2) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 по Формуле (8.40).

$$\tau_d = \frac{V_d S}{I b_{ef}}, \quad (8.40)$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{v,k}}{\gamma_M} \quad (8.41)$$

где V_d – расчетное значение сдвигающей силы;

S – статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси;

I – момент инерции сечения;

b_{ef} – расчетная ширина сечения, равная $b_{ef} = k_{cr} b$;

k_{mod} , k_{sys} и γ_M – коэффициенты, которые были определены в Формуле (8.12) настоящего пособия;

$f_{v,k}$ – характеристическое значение прочности при сдвиге (скалывании вдоль волокон);

b – фактическая ширина элемента;

k_{cr} – поправочный коэффициент, учитывающий влияние поверхностных трещин на величину расчетных сдвигающих напряжений. Значение k_{cr} зависит от материала балки и должно приниматься из СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 по Пункту 6.1.7(2).

Алгоритм расчета изгибаемых элементов приведен в А.3.

8.1.6.6 Расчеты односкатных, двускатных балок и двускатных криволинейных балок выполняются в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.4) и НТП РК-05-01-2011 часть 2 (к СН РК EN 1995-1-1:2008/2011) (Подразделы 8.12 и 8.13).

Алгоритм расчета изгибаемых элементов приведен в Б.3

8.1.7 Расчет сжато-изгибаемых элементов деревянных конструкций мостов

8.1.7.1 К сжато-изгибаемым элементам мостов относятся стойки и ригеля двух или трехшарнирных рам пролетных строений, арки, панели ферм с не узловым приложением нагрузки с ездой поверху, шпренгельные балки.

8.1.7.2 При расчете сжато-изгибаемых элементов, когда $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ и $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$, согласно СН РК EN 1995-1-1:2008/2011(6.2.4(1)P) должны соблюдаться следующие условия

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (8.42)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (8.43)$$

где $\sigma_{c,0,d}$ – расчетное сжимающее напряжение, вызванное действием сжимающей силы N_d и определяемое по Формуле (8.8) настоящего пособия;

$f_{c,0,d}$ – расчетное значение прочности древесины или материала на ее основе при сжатии вдоль волокон;

$\sigma_{m,y,d}$, $\sigma_{m,z,d}$, k_m , $f_{m,y,d}$ и $f_{m,z,d}$ – были определены в Формулах (8.33 и 8.34) настоящего пособия.

8.1.7.3 При расчете сжато-изгибаемых элементов, когда $\lambda_{rel,y} > 0,3$ и/или $\lambda_{rel,z} > 0,3$, согласно СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.2.3(1)P) должны соблюдаться следующие условия

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (8.44)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (8.45)$$

где $\sigma_{c,0,d}$, $\sigma_{m,y,d}$, $\sigma_{m,z,d}$, $f_{c,0,d}$, $f_{m,y,d}$, $f_{m,z,d}$, k_m , $k_{c,y}$ и $k_{c,z}$ – были приведены выше.

8.1.8 Расчет элементов деревянных конструкций мостов, подверженных кручению

При расчете элементов деревянных конструкций подверженных кручению, в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011(6.1.8(1)P), должно соблюдаться следующее условие:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{shape} \cdot f_{v,d}, \quad (8.46)$$

при этом

$$k_{\text{shape}} = \begin{cases} 1,2 & \text{– для круглого поперечного сечения;} \\ \min \begin{cases} 1 + 0,15 \frac{h}{b}, \\ 2,0 \end{cases} & \text{– для прямоугольного поперечного сечения,} \end{cases} \quad (8.47)$$

где $\tau_{\text{tor,d}}$ – расчетное значение сдвигающего напряжения от кручения;

$f_{\text{v,d}}$ – расчетное значение прочности древесины при сдвиге (скалывании), определяемое по Формуле (8.41);

k_{shape} – коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения элемента;

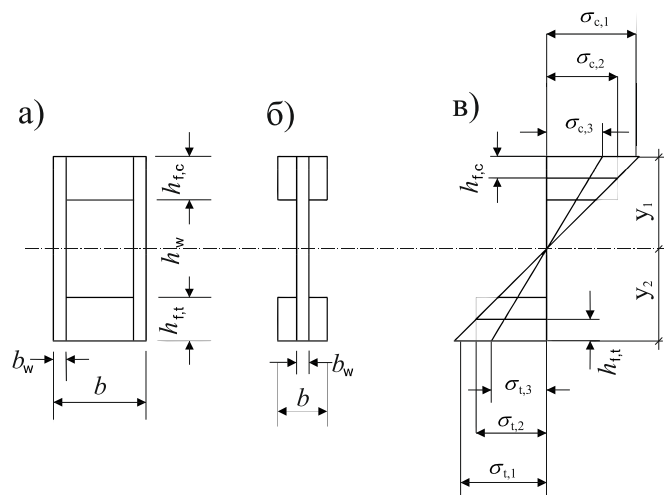
h – больший размер прямоугольного поперечного сечения элемента;

b – меньший размер прямоугольного поперечного сечения элемента.

8.1.9 Расчет клееных балок с плоскими фанерными стенками

8.1.9.1 Сечения клееных балок с плоскими фанерными стенками состоят из элементов, склеенных вместе одно целое. При использовании таких сечений расчетные предпосылки базируются на принципе, что между элементами в сечении не возникнет смещений ни в одном из швов. Данный принцип составляет основу правил расчета, приведенных в Разделе 9 СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

В клееных балках с плоскими фанерными стенками полки могут быть выполнены из конструкционной древесины, LVL или слоистой клееной древесины, а стенки – из фанеры. Поперечное сечение таких балок может быть двутавровым или коробчатым (Рисунок 8.9). Для клееных составных сечений требуется высокий уровень контроля, что достигается в заводских условиях.



а – коробчатое сечение; б – двутавровое сечение; в – распределение нормальных напряжений в сечении балки от изгиба

**Рисунок 8.9 – Напряжения в сечении балки с тонкой стенкой
[СН РК EN 1995-1-1:2008/2011]**

Главным различием между расчетом, используемым для составных сечений, и используемым для сплошных сечений, является то, что малая деформация по теории изгиба должна корректироваться с учетом того, что составные сечения состоят из элементов, имеющих различные значения модуля упругости. Это должно учитываться при расчете прочностных и упругих характеристик.

8.1.9.2 Для расчета сечений балок с плоскими фанерными стенками используется метод эквивалентного (приведенного сечения).

В соответствии с данным методом, один из материалов в составном сечении принимается в качестве основного, а другие - эквивалентные. При использовании данного метода формируется однородное эквивалентное сечение, к которому применима теория изгиба. Для материала, который был преобразован, напряжение рассчитывают путем умножения напряжений изгиба в однородном эквивалентном сечении на отношение модуля упругости реального материала в составном сечении к модулю упругости выбранного материала. Такое отношение называют модульным отношением. В процессе расчетов для каждого материала должно использоваться среднее значение модуля упругости E_{mean} .

8.1.9.3 При расчете сечений балок с плоскими фанерными стенками по предельным состояниям несущей способности в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (2.2.2(1)P) за расчетные значения модулей упругости и сдвига, для условия мгновенного состояния, принимаются их средние значение, т.е.

$$E_{d,ULS} = E_{\text{mean}}, \quad G_{d,ULS} = G_{\text{mean}}, \quad (8.48)$$

а для состояния, учитывающего конечное среднее значение жесткости

$$E_{d,ULS} = \frac{E_{\text{mean}}}{(1 + \psi_2 k_{\text{def}})}, \quad (8.49)$$

$$G_{d,ULS} = \frac{G_{\text{mean}}}{(1 + \psi_2 k_{\text{def}})}, \quad (8.50)$$

где $E_{d,ULS}$ – расчетное значение модуля упругости для ULS;
 $G_{d,ULS}$ – расчетное значение модуля сдвига для ULS;
 E_{mean} – среднее значение модуля упругости материала элемента;
 G_{mean} – среднее значение модуля сдвига материала элемента;
 k_{def} – коэффициент деформации для древесины и материалов на ее основе; Значения k_{def} для древесины и материалов на ее основе принимаются по СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (Таблица 3.2);

ψ_2 – коэффициент для практически постоянного значения переменного воздействия, вызывающего наибольшее напряжение относительно прочности. Если это постоянное воздействие, то $\psi_2 = 1$.

8.1.9.4 Для сечений, приведенных на Рисунке 8.9, эквивалентная площадь поперечного сечения A_{ef} и момент инерции I_{ef} определяются по формулам сопротивления материалов:

– для мгновенного состояния

$$A_{ef,inst} = A_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) A_w, \quad (8.51)$$

$$I_{ef,inst} = I_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) I_w; \quad (8.52)$$

– для состояния, учитывающего конечное среднее значение жесткости с учетом требований Пункта 2.3.2.2(1) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011:

а) если расчетное условие возникает от действия постоянной нагрузки:

$$A_{ef,inst} = A_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) \left(\frac{1 + k_{def,f}}{1 + k_{def,w}} \right) A_w, \quad (8.53)$$

$$I_{ef,inst} = I_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) \left(\frac{1 + k_{def,f}}{1 + k_{def,w}} \right) I_w; \quad (8.54)$$

б) если расчетное условие возникает от действия переменной нагрузки Q_i :

$$A_{ef,inst} = A_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) \left(\frac{1 + \psi_{2,i} k_{def,f}}{1 + \psi_{2,i} k_{def,w}} \right) A_w, \quad (8.55)$$

$$I_{ef,inst} = I_f + \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right) \left(\frac{1 + \psi_{2,i} k_{def,f}}{1 + \psi_{2,i} k_{def,w}} \right) I_w, \quad (8.56)$$

где $\psi_{2,i}$ и ψ_2 – коэффициент для практически постоянного значения переменного воздействия Q_i ;

I_f – момент инерции сечения обеих полок относительно нейтральной оси;

I_w – момент инерции сечения неизменной стенки относительно нейтральной оси.

При действии расчетного изгибающего момента M_d , если модуль упругости стенки меньше, чем полки, напряжения от изгиба в полке будут возрастать, а в стенке – уменьшаться с течением времени. Для данного условия необходимо проверить только напряжения в полках в конечном состоянии со средними значениями упругих характеристик, а также напряжения в стенках в мгновенном состоянии. Однако, если модуль упругости стенки больше модуля упругости полки, нормальные напряжения от

изгиба должны проверяться в мгновенном состоянии в полках и в конечном состоянии, со средними значениями упругих характеристик в стенке. При рассмотрении симметричных сечений существенного различия наблюдаться не будет между соответствующими значениями геометрических параметров в обоих состояниях, и следовательно различия в напряжении будут относительно небольшими.

8.1.9.5 Определение напряжений в полках балки выполняются в соответствии с требованиями Пункта 9.1.1(1) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

а) Напряжения от изгиба.

Максимальное значение нормального напряжения от изгиба балки будет возникать в крайних областях волокон на расстоянии y_1 и y_2 от нейтральной оси (Рисунок 8.9в). Если сечение симметрично относительно оси у-у, то расстояния от нейтральной оси до крайних волокон растянутой и сжатой зон будут равны между собой, т.е. $y_1 = y_2$, в противном случае y_1 и y_2 будут иметь различные значения. Если сечение не симметрично относительно оси у-у, положение нейтральной оси будет отличаться в мгновенном и конечном состояниях, а соответствующие значения y_1 и y_2 в этих состояниях будут также различаться. Для учета этих различий были приняты следующие обозначения: $y_{1,inst}$ и $y_{2,inst}$ – для мгновенного состояния, а $y_{1,fin}$ и $y_{2,fin}$ – для конечного состояния со средними значениями модуля упругости.

Максимальное расчетное напряжение вследствие изгиба в сжатой зоне на расстоянии y_1 определяем по формулам сопротивления материалов, которое будет равно:

– в мгновенном состоянии

$$\sigma_{f,inst,c,max,d} = \sigma_{c,l} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} y_{1,inst} \right); \quad (8.57a)$$

– в конечном состоянии со средними значениями

$$\sigma_{f,fin,c,max,d} = \sigma_{c,l} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} y_{1,fin} \right). \quad (8.57b)$$

Максимальное расчетное растягивающее напряжение в растянутой зоне на расстоянии y_2 определяем по формулам сопротивления материалов, которое будет равно:

- в мгновенном состоянии

$$\sigma_{f,inst,t,max,d} = \sigma_{c,l} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} y_{2,inst} \right); \quad (8.58a)$$

- в конечном состоянии со средними значениями

$$\sigma_{f,fin,t,max,d} = \sigma_{c,l} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} y_{2,fin} \right). \quad (8.58b)$$

Согласно Пункту 9.1.1(1) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 для обеспечения прочности сечения должно соблюдаться условие, чтобы расчетные значения напряжений, определенные по Формулам (8.57 и 8.58), были меньше или равны расчетному значению прочности при изгибе $f_{m,d}$, т.е.

$$\sigma_{f,inst,c,max,d}, \sigma_{f,fin,c,max,d}, \text{ и } \sigma_{f,inst,t,max,d}, \sigma_{f,fin,t,max,d} \leq f_{m,d}, \quad (8.59)$$

где $f_{m,d}$ – расчетное значение прочности материала полки.

б) Напряжения сжатия с учетом устойчивости.

Согласно Пункту 9.1.1(3) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 устойчивость балки обеспечивается исключительно прочностью при продольном изгибе сжатой полки. Расчетное требование заключается в том, что бы величина сжимающего напряжения в полке была равная или меньше значения прочности при сжатии. Величина сжимающего напряжения принимается равной среднему значению, которое определяется по известным формулам сопротивления материалов:

- в мгновенном состоянии

$$\sigma_{f,inst,c,max,d} = \sigma_{c,2} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} \left(y_{1,inst} - \frac{h_{f,c}}{2} \right) \right); \quad (8.60a)$$

- в конечном состоянии со средними значениями

$$\sigma_{f,fin,c,max,d} = \sigma_{c,2} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} \left(y_{1,fin} - \frac{h_{f,c}}{2} \right) \right). \quad (8.60б)$$

Согласно требованиям Пункта 9.1.1(1) по Формуле (9.3) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 для обеспечения прочности сечения с учетом устойчивости должно соблюдаться условие, чтобы расчетные значения напряжений были меньше или равны расчетному значению прочности при сжатии $k_c f_{c,0,d}$, т.е.

$$\sigma_{f,inst,c,d} \text{ и } \sigma_{f,fin,c,d} \leq k_c f_{c,0,d}, \quad (8.61)$$

где $f_{c,0,d}$ – расчетное значение прочности при сжатии материала полки;

k_c – коэффициент продольного изгиба, значение которого определяется из предположения, что сжатая полка работает как колонна, закрепленная на концах от поперечного перемещения. Сечение традиционно принимается сплошным прямоугольным высотой b . При полном ракреплении полки $k_c = 1$.

в) Напряжения растяжения.

Полка также должна быть проверена, чтобы среднее расчетное значения растягивающего напряжение в растянутой полке было равным или меньше расчетного

значения прочности при растяжении. Расчетное значение растягивающего напряжения определяется по формулам сопротивления материалов:

- в мгновенном состоянии

$$\sigma_{f,inst,t,max,d} = \sigma_{t,2} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} \left(y_{2,inst} - \frac{h_{f,t}}{2} \right) \right); \quad (8.62a)$$

- в конечном состоянии со средними значениями

$$\sigma_{f,fin,t,max,d} = \sigma_{t,2} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} \left(y_{2,fin} - \frac{h_{f,t}}{2} \right) \right). \quad (8.62b)$$

Согласно требованиям Пункта 9.1.1(1) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 по Формуле (9.4) для обеспечения прочности сечения должно выполняться следующее условие

$$\sigma_{f,inst,t,d} \text{ и } \sigma_{f,fin,t,d} \leq f_{t,0,d}, \quad (8.63)$$

где $f_{t,0,d}$ – расчетное значение прочности для материала полки при растяжении вдоль волокон;

$\sigma_{f,inst,t,d}$ и $\sigma_{f,fin,t,d}$ – расчетные значения напряжений, определенные по Формулам (8.62).

8.1.9.6 Определение напряжений в стенке балки должно осуществляться в соответствии с требованиями Пунктов 9.1.1(4) - 9.1.1(8) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

Стенка балки должна быть проверена на прочность по восприятию сжимающих и растягивающих напряжений от изгиба балки, на прочность соединений (стыков) листов стенки, на прочность с учетом продольного изгиба от действия сдвигающих напряжений, т.е., что клеевые швы между стенкой и полками способны передать горизонтальные напряжения сдвига в сечении.

а) Определение нормальных напряжений от изгиба балки

Максимальные нормальные напряжение возникающие в стенке от изгиба балки следует определять по формулам сопротивления материалов:

максимальные сжимающие напряжения:

- в мгновенном состоянии:

$$\sigma_{f,inst,c,max,d} = \sigma_{c,3} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} y_{1,inst} \right) \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right); \quad (8.64a)$$

- в конечном состоянии со средними значениями:

$$\sigma_{f,fin,c,max,d} = \sigma_{c,3} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} y_{1,fin} \right) \left(\frac{E_{mean,w} (1 + \psi_2 k_{def,f})}{E_{mean,f} (1 + \psi_2 k_{def,w})} \right). \quad (8.64б)$$

Максимальные растягивающие напряжения определяем по формулам сопротивления материалов:

- в мгновенном состоянии:

$$\sigma_{f,inst,t,max,d} = \sigma_{t,3} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,inst}} y_{2,inst} \right) \left(\frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \right), \quad (8.65а)$$

- в конечном состоянии со средними значениями определяем с учетом требований Пункта 2.3.2.2(2) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011:

$$\sigma_{f,fin,t,max,d} = \sigma_{t,3} = \left(\frac{M_d}{I_{ef,fin}} y_{2,fin} \right) \left(\frac{E_{mean,w} (1 + \psi_2 k_{def,f})}{E_{mean,f} (1 + \psi_2 k_{def,w})} \right). \quad (8.65б)$$

Согласно требованиям Пункта 9.1.1(4) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 для обеспечения прочности сечения должны соблюдаться следующие условия:

$$\sigma_{w,inst,c,d} \text{ и } \sigma_{f,fin,c,d} \leq f_{c,w,d}, \quad (8.66)$$

$$\sigma_{w,inst,t,d} \text{ и } \sigma_{f,fin,t,d} \leq f_{t,w,d}, \quad (8.67)$$

$$\text{где} \quad f_{c,w,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,w,k}}{\gamma_M} \quad (8.68)$$

и

$$f_{t,w,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{t,w,k}}{\gamma_M}. \quad (8.69)$$

Здесь составляющие формул были определены выше, а $f_{c,w,k}$ и $f_{t,w,k}$ – характеристические значения прочности при сжатии и растяжении материала стенки соответственно.

б) Проверка напряжений с учетом продольного изгиба

При расчете стенки в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 п.9.1.1(7) должны соблюдаться следующие условия: если

$$h_w \leq 70b_w, \quad (8.70)$$

и

$$F_{v,w,Ed} = \begin{cases} b_w h_w \left(1 + \frac{0,5(h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w}\right) f_{v,0,d} & \text{если } h_w \leq 35b_w \\ b_w^2 \left(1 + \frac{0,5(h_{f,t} + h_{f,c})}{h_w}\right) f_{v,0,d} & \text{если } 35 \leq h_w \leq 70b_w \end{cases}, \quad (8.71)$$

где $F_{v,w,Ed}$ – расчетная поперечная сила, действующая на каждую стенку; значения других параметров были определены выше.

в) Сдвигающие напряжения в клеевых швах между стенками и полками определяем по известным формулам сопротивления материалов.

Напряжения сдвига возникают в области полки и распределяются между стенкой и полками через клеевую поверхность соединения.

Расчетные значения напряжений сдвига определяются следующим образом:

- в мгновенном состоянии

$$\tau_{inst,mean,d} = \frac{V_d S_{f,inst}}{I_{ef,inst} (nh_f)}, \quad (8.72a)$$

- в конечном состоянии со средними значениями

$$\tau_{fin,mean,d} = \frac{V_d S_{f,fin}}{I_{ef,fin} (nh_f)}, \quad (8.72b)$$

Где $\tau_{inst,mean,d}, \tau_{fin,mean,d}$ – расчетные значения напряжений сдвига в мгновенном (и окончательном) случае деформирования на клеевой поверхности между полкой и стенкой;

V_d – расчетное значение сдвигающей силы в области максимального сдвига;

$S_{f,inst}, S_{f,fin}$ – статический момент площади полки (без учета площади стенки) относительно нейтральной оси в мгновенном (и окончательном) случае деформирования;

h_f – высота полки, т.е. $h_{f,c}$ или $h_{f,t}$, если соответствуют;

n – число поверхностей клеевого шва между стенкой и полкой.

Для учета концентрации напряжений на поверхности стенки/полки в области точки 2 (Рисунки 8.9а и 8.9б), если высота стенки больше чем $4b_{ef}$, то согласно Пункту 9.1.1(8) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 должны соблюдаться следующие условия:

$$\tau_{inst,mean,d} \text{ и } \tau_{fin,mean,d} \leq \begin{cases} f_{v,90,d} & \text{если } h_f \leq 4b_{ef} \\ f_{v,90,d} \left(\frac{4b_{ef}}{h_f}\right)^{0,8} & \text{если } h_f > 4b_{ef} \end{cases}, \quad (8.73)$$

где $f_{v,90,d}$ – расчетное значение прочности материала стенки при сдвиге; другие параметры были определены выше;

$$b_{ef} = \begin{pmatrix} b_w & \text{— для коробчатого сечения} \\ \frac{b_w}{2} & \text{— для равнополочных балок} \end{pmatrix}. \quad (8.74)$$

8.1.10 Расчет элементов деревянных конструкций мостов, подверженных частым изменениям напряжения

8.1.10.1 [6.2(1)P] Все конструкции и их элементы, а также соединения, которые подвержены частым изменениям напряжения, вызванных действием транспортных или ветровых нагрузок, должны быть проверены на усталость.

В СН РК EN 1995-2:2004/2011 (Приложение А) приводится упрощенный метод, который базируется на эквивалентной усталостной нагрузке с постоянной амплитудой. Более усовершенствованным методом для изменяющейся амплитуды напряжения является использование линейной теории накопления повреждений в основу, которой положена гипотеза Палмгрена-Майнера.

Согласно упрощенному методу, принятому в СН РК EN 1995-2:2004/2011, напряжения в конструкциях и их элементах определяют на основе линейного упругого расчета при заданном расчетном значении воздействий. Расчет по данному методу должен выполняться с учетом деформирования конструкции и податливости узлов.

8.1.10.2 [А.1(3)] Проверка предельного состояния несущей способности от действия усталостной нагрузки необходима, если коэффициент k , определяемый по Формуле (8.73), больше чем:

- 0,6 – для элементов при сжатии вдоль или поперек волокон;
- 0,2 – для элементов при изгибе или растяжении;
- 0,15 – для элементов при сдвиге;
- 0,4 – для соединений с нагелями;
- 0,1 – для соединений с гвоздями;
- 0,1 – для других соединений;

$$\text{где } k = \frac{|\sigma_{d,max} - \sigma_{d,min}|}{\frac{f_k}{\gamma_{M,fat}}}, \quad (8.75)$$

где $\sigma_{d,max}$ – абсолютное значение максимального расчетного напряжения от действия усталостной нагрузки;

$\sigma_{d,min}$ – абсолютное значение минимального расчетного напряжения от действия усталостной нагрузки;

f_k – соответствующее виду напряженного состояния характеристическое значение прочности;

$\gamma_{M,fat}$ – частный коэффициент свойств материала для усталостной проверки.

8.1.10.3 [A.2(1) – A.2(3)] Усталостная нагрузка от движения транспорта должна приниматься из технического задания на проектирование в соответствии с требованиями СН РК EN 1991-2:2003/2011. Количество циклов N_{abs} напряжений с постоянной амплитудой в год определяется по таблице, или же при наличии фактической информации о интенсивности движения транспортных средств может определяться по формуле:

$$N_{abs} = 365 n_{ADT} a, \quad (8.76)$$

где N_{abs} – количество циклов напряжений с постоянной амплитудой в год;

n_{ADT} – ожидаемая ежегодная средняя интенсивность движения транспорта за день на протяжении срока службы конструкции. Значение n_{ADT} принимают не менее 1000;

a – ожидаемое процентное отношение тяжелых грузовиков, проходящих по мосту. Значение a определяется в соответствии с требованиями СН РК EN 1991-2:2003/2011 (4.6) (например, $a = 0,1$).

Таблица 8.2 – Показательное количество автомобилей большой грузоподъемности, ожидаемое в расчете на 1 год и на одну медленную полосу движения [СН РК EN 1991-2:2005/2011]

Транспортная категория	N_{abs} в расчете на 1 год и на одну медленную полосу движения
1 Дороги и автостреды с двумя или большим количеством полос движения для каждого направления с высокой интенсивностью потока грузовиков	$2,0 \times 10^6$
2 Дороги и автостреды со средней интенсивностью потока грузовиков	$0,5 \times 10^6$
3 Главные дороги с низкой интенсивностью потока грузовиков	$0,125 \times 10^6$
4 Проселочные дороги с низкой интенсивностью потока грузовиков	$0,05 \times 10^6$

8.1.10.4 [A.3(2)] Для нагрузки с постоянной амплитудой критерием проверки является формула:

$$\sigma_{d,max} \leq f_{fat,d}, \quad (8.77)$$

где $\sigma_{d,max}$ – численно наибольшее расчетное значение от действия усталостной нагрузки;

$f_{fat,d}$ – расчетное значение усталостной прочности, которое определяется по формуле:

$$f_{fat,d} = k_{fat} \frac{f_k}{\gamma_{M,fat}}, \quad (8.78)$$

где

$$k_{fat} = 1 - \frac{1-R}{a(b-R)} \log(\beta N_{abs} t_L) \geq 0, \quad (8.79)$$

где

$$R = \sigma_{d,min} / \sigma_{d,max} \text{ при } -1 \leq R \leq 1 \quad (8.80)$$

$\sigma_{d,min}$ – численно наименьшее расчетное значение напряжения от усталостной нагрузки;

$\sigma_{d,max}$, N_{abs} – было определено выше;

t_L – расчетный срок службы конструкции, выраженный в годах, где согласно СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица 2.1) он составляет 100 лет;

β – коэффициент, основанный на последствии повреждения для элемента конструкции. Значение данного коэффициента для существенного последствия принимается равным 3, а для элементов без существенных последствий – 1;

a , b – коэффициенты, характеризующие тип усталостного воздействия. Значения данных коэффициентов принимаются из Таблицы 8.3.

Таблица 8.3 – Величины коэффициентов a и b [СН РК EN 1991-2:2003/2011]

	a	b
Деревянные элементы при		
- сжатию вдоль или поперек волокон;	2,0	9,0
- изгибе и растяжении;	9,5	1,1
- сдвиге	6,7	1,3
Соединения		
- на нагелях с $d \leq 12$ мм *);	6,0	2,0
- на гвоздях	6,9	1,2
*) Величины для нагелей основаны на испытаниях 12 мм плотно посаженных нагелей. Нагели значительно большего диаметра или неплотно посаженные болты могут иметь другие значения.		

8.2 Расчет элементов деревянных конструкций мостов по предельным состояниям эксплуатационной пригодности

Расчет по предельным состояниям эксплуатационной пригодности выполняется для изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов и должен включать проверку требований по деформациям (прогибам) и колебаниям.

При расчете конструкций и их элементов по предельным состояниям эксплуатационной пригодности, частные коэффициенты для нагрузок γ_G и γ_Q , а также частный коэффициент свойств материала γ_M , принимаются равными единице.

Проверка предельных состояний эксплуатационной пригодности должна выполняться на расчетные (характеристические) значения воздействий в соответствии с требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица A.2.6).

8.2.1 Определение прогибов балок, плит и ферм

8.2.1.1 Прогибы балок, плит и ферм должны рассчитываться в соответствии с требованиями СН РК EN 1991 – СН РК EN 1999, применяя комбинации воздействий по Формулам (6.14a) – (6.14b) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица А.2.6), учитывая различия между обратимыми и необратимыми предельными состояниями.

При определении прогиба балок, плит или ферм, изготовленных из древесины или материалов на ее основе, от действия нагрузки в соответствии с требованиями Пункта 7.2(1) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, должны учитываться следующие его составляющие (Рисунок 8.10):

u_c – предварительный выгиб (строительный подъем), если имеется;

u_{inst} – мгновенный прогиб (прогиб, который возникает непосредственно при приложении расчетной нагрузки);

u_{creep} – прогиб от ползучести материала (прогиб, который возникает с течением времени при действии комбинации нагрузок, приводящих к проявлению эффекта ползучести).

u_{fin} – общий прогиб (комбинация мгновенного прогиба и прогиба из-за ползучести материала);

$u_{net,fin}$ – общий прогиб нетто (прогиб без учета выгиба).

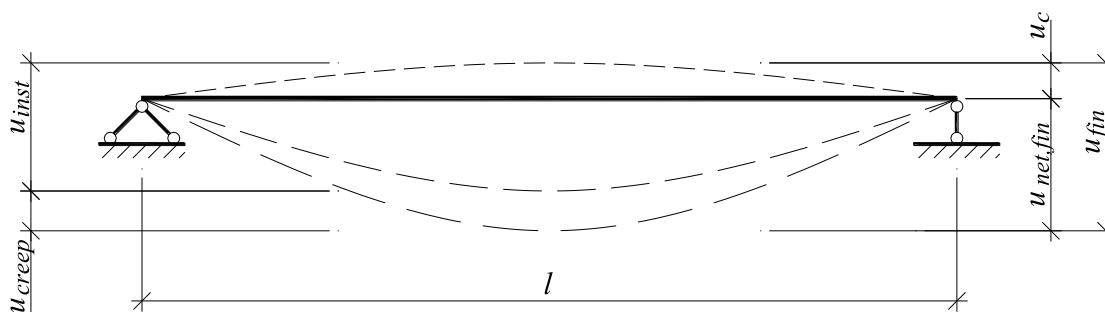


Рисунок 8.10 – Составляющие прогиба

Общий прогиб нетто может быть записан как:

$$u_{net,fin} = u_{inst} + u_{creep} - u_c, \quad (8.81)$$

или

$$u_{net,fin} = u_{fin} - u_c. \quad (8.82)$$

Чтобы предотвратить разрушение, возникающее вследствие чрезмерного прогиба, а также учесть функциональные требования и требования комфорта для пешеходов или пассажиров транспортного средства, прогибы должны соответствовать критериям эксплуатационной пригодности.

Критерии эксплуатационной пригодности для мостов должны приниматься в соответствии с требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (А.2.4) и требованиями национальных приложений.

8.2.1.2 Мгновенный прогиб u_{inst} для элемента сплошного сечения, работающего отдельно от других конструкций, должен рассчитываться с использованием

характеристической комбинации воздействий, среднего значения модуля упругости вдоль волокон $E_{0,mean}$ и/или среднего значения модуля сдвига G_{mean} , и среднего значения плотности. Для деревянных элементов $G_{mean} = E_{0,mean}/16$, а для элементов, изготовленных из материалов на основе древесины, эти значения должны определяться по данным для этих материалы.

Прогиб для конструкций пролетных строений составного сечения должен определяться как для конструкций с эквивалентным (приведенным) сечением с учетом податливости соединений элементов сечения.

При определении прогиба ферм в обязательном порядке должна учитываться податливость узлов.

8.2.1.3 Если элемент подвержен изгибу при действии поперечной (сдвигающей) силы, в дополнение к прогибу от изгибающего момента, должен быть определен прогиб от сдвигающей силы.

При определении величины прогиба конструкции, следует руководствоваться требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (7.2), НТП РК-05-01-2011 часть 2 (к СН РК EN 1995-1-1:2008/2011) (8.14), а также требованиями СН РК EN 1995-2:2008/2011 (Раздел 7).

8.2.1.4 [7.2] Предельные значения прогибов от действия транспортных нагрузок для балок, плит и ферм с пролетом l не должны превышать значений, которые приведены в Таблице 8.4.

Таблица 8.4 – Предельные значения прогибов для балок, плит и ферм от действия транспортных нагрузок по данным [СН РК EN 1995-2:2004/2011]

Воздействие	Область предельных значений
Характеристическая транспортная нагрузка	$l/400$ до $l/500$
Нагрузка от пешеходов и малая транспортная нагрузка	$l/200$ до $l/400$
Примечание 1 Рекомендуемые значения подчеркнуты. 2 В национальном приложении могут быть приведены иные значения.	

8.2.2 Колебания элементов деревянных мостов, вызванные пешеходами

Воздействия на мосты ветра, пешеходов и транспортных нагрузок вызывает динамический «ответ» деревянных конструкций пролетных строений.

8.2.2.1 При проектировании легких пешеходных деревянных мостов в большинстве случаев определяющими состояниями являются предельные состояния эксплуатационной пригодности, а не состояния несущей способности. Одним из таких состояний может быть частота собственных колебаний, а также значения «затухания» конструкций пролетных строений, которое характеризуется декрементом затухания.

На основании анализа работы находящихся в эксплуатации мостов, согласно исследованиям [15], были разработаны критерии комфорта для пешеходов. Установлено, что частота вертикальных собственных колебаний конструкций пролетных строений

мостов в диапазоне от 0,16 Гц до 2,4 Гц и частота горизонтальных собственных колебаний – от 0,8 до 1,2 Гц вызывает дискомфорт у пешеходов. Согласно СН РК EN 1995-2:2004/2011 (В.2(1)), если частота собственных колебаний меньше 5 Гц, необходимо выполнить динамический анализ конструкции. Сущностью динамического анализа является определение ускорений конструкции моста, вызванных следующими воздействиями:

- одного пешехода;
- группы пешеходов;
- потоком пешеходов.

Значения всех трех ускорений должны быть меньше $0,7 \text{ м/с}^2$, т.е.

$$a_{\text{vert},1} \leq 0,7 \text{ м/с}^2. \quad (8.83)$$

8.2.2.2 Вертикальное и горизонтальное ускорения конструкции моста для случая, идущего или бегущего по мосту одного пешехода, следует определять по формулам [16]:

$$a_{\text{vert},1} = 165 \cdot k_a \frac{1 - e^{-2\pi n}}{m \cdot \zeta}, \quad (8.84)$$

$$a_{\text{hor},1} = 40 \cdot k_a \frac{1 - e^{-2\pi n}}{m \cdot \zeta}, \quad (8.85)$$

где m – полная масса моста;

k_a – коэффициент корректировки, который учитывает статическую схему конструкции и принимается по Таблице 8.5;

$1 - e^{-2\pi n \zeta}$ – коэффициент, учитывающий переходные состояния;

ζ – коэффициент затухания, значение которого, согласно Пункту 7.3.1(2) СН РК EN 1995-2:2004/2011, принимаются следующими:

- для конструкций без механических соединений равно 0,010;
- для конструкций с механическими соединениями равно 0,015.

Формулы (8.84 и 8.85) справедливы для шарнирно опертой балки. Для многопролетной балки следует использовать коэффициент корректировки k_a , приведенный в Таблице 8.5.

Согласно [17] вертикальное и горизонтальное ускорения конструкции моста для группы идущих по мосту пешеходов следует определять по формулам:

- вертикальное ускорение

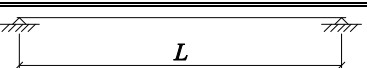
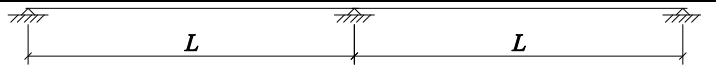
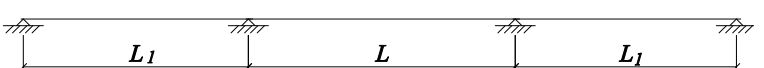
$$a_{\text{vert},n} = a_{\text{vert},1} K_{\text{vert},f} \leq 0,7 \text{ м/с}^2, \quad (8.86)$$

- горизонтальное ускорение

$$a_{\text{hor},n} = a_{\text{hor},1} K_{\text{hor},f} \leq 0,7 \text{ м/с}^2, \quad (8.87)$$

где коэффициент a есть функция коэффициента затухания ζ и массы на погонный метр.

Таблица 8.5 – Значения коэффициента k_a по данным [16]

Схема моста	k_a
	1,0
	0,6
	0,4 для $L_1/L = 1,0$ 0,8 для $L_1/L = 0,8$ 1,0 для $L_1/L = 0,6$ 1,1 для $L_1/L = 0,4$

Вертикальное и горизонтальное ускорения конструкции моста для потока идущих по мосту пешеходов следует определять по формулам: $a_{\text{vert,ns}}$ $a_{\text{hor,ns}}$

- вертикальное ускорение

$$a_{\text{vert,ns}} = 0,027 q b a_{\text{vert,l}} K_{\text{vert,f}} \leq 0,7 \text{ м/с}^2, \quad (8.88)$$

- горизонтальное ускорение

$$a_{\text{hor,ns}} = 0,027 q b a_{\text{hor,l}} K_{\text{hor,f}} \leq 0,7 \text{ м/с}^2, \quad (8.89)$$

где q – значение нагрузки.

Приведенная методика динамического расчета довольно сложна. В СН РК EN 1995-2:2004/2011 (Приложение В) приведена упрощенная методика расчета колебаний пешеходных мостов, предназначенная только для мостов, где в качестве пролетных строений используются свободно опертые деревянные балки.

8.2.2.3 [В.1(1)] Для расчета колебаний пешеходных мостов со свободно опертыми балками или шпренгельной системой используется упрощенная методика в которой рассматривается только три случая:

- один человек, идущий по мосту;
- несколько человек идущих по мосту;
- один человек, бегущий по мосту.

8.2.2.4 [В.2(1), В.3(1)] Вертикальное и горизонтальное ускорения моста для случая, идущего по мосту одного пешехода, следует определять по формулам:

- вертикальное ускорение

$$a_{\text{vert},1} = \begin{cases} \frac{200}{M\zeta} & \text{для } f_{\text{vert}} \leq 2,5 \text{ Гц} \\ \frac{100}{M\zeta} & \text{для } 2,5 \text{ Гц} \leq f_{\text{vert}} \leq 5,0 \text{ Гц} \end{cases}, \quad (8.90)$$

- горизонтальное ускорение

$$a_{\text{hor},1} = \frac{50}{M\zeta} \quad \text{для } 0,5 \text{ Гц} \leq f_{\text{hor}} \leq 2,5 \text{ Гц}, \quad (8.91)$$

где $a_{\text{vert},1}$ и $a_{\text{hor},1}$ – соответственно, вертикальное и горизонтальное ускорения моста для случая идущего по мосту 1 человека, м/с²;

M – общая масса моста, определяемая как $M=ml$, кг;

m – собственная масса моста, кг/м;

ζ – коэффициент затухания;

f_{vert} и f_{hor} – соответственно, основная собственная частота вертикальной и горизонтальной деформации моста.

8.2.2.5 [В.2(2), В.3(2)] Вертикальное и горизонтальное ускорения моста для случая нескольких человек, проходящих по мосту, следует определять по формулам:

- вертикальное ускорение

$$a_{\text{vert},n} = 0,23 a_{\text{vert},1} n k_{\text{vert}}, \quad (8.92)$$

- горизонтальное ускорение

$$a_{\text{hor},n} = 0,18 a_{\text{hor},1} n k_{\text{hor}}, \quad (8.93)$$

где $a_{\text{vert},n}$ и $a_{\text{hor},n}$ – соответственно, вертикальное и горизонтальное ускорения конструкций моста для случая нескольких человек, проходящих по мосту;

k_{vert} и k_{hor} – коэффициенты, определяемые из Рисунков В.1 и В.2 СН РК EN 1995-2:2004/2011 (Приложение В);

n – количество пешеходов, которое принимают равным:

– 13 - для отдельной группы пешеходов;

– 0,6 A – для непрерывного потока пешеходов;

где A – площадь настила моста, м².

8.2.2.6 При проектировании деревянных мостов в обязательном порядке должен проводиться анализ колебаний моста, обусловленных воздействием ветровой нагрузки в соответствии с СН РК EN 1991-1-4:2009/2011 (Раздел 8).

9 РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ

9.1 Общие требования

9.1.1 В деревянных конструкциях мостов используются клеевые, клеештыревые, нагельные, болтовые, винтовые, гвоздевые, шпоночные соединения, а также соединения с непосредственным упором элементов по контактирующим поверхностям (врубki, желобки).

9.1.2 [8.1(1)P] В соединениях элементов деревянных конструкций мостов не допускается использование металлических зубчатых пластин (МЗП), скоб, а также гвоздей работающих на осевое растяжение.

9.1.3 Проектирование соединений в деревянных конструкциях может осуществляться двумя методами: проектирование на основании требований СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (8.1 – 8.3, 8.5 – 8.7, 8.9, 8.10) и СН РК EN 1995-2:2004/2011 (8.1,8.2) или на основании результатов испытаний в соответствии с EN 1380, EN 26891 и EN 28970.

9.1.4 Расчет соединений элементов деревянных конструкций мостов, в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (8.1 – 8.3, 8.5 – 8.7, 8.9, 8.10) и СН РК EN 1995-2:2004/2011 (8.1,8.2), должен осуществляться по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности.

Расчет соединений по предельным состояниям несущей способности заключается в проверке расчетного усилия, действующего на соединение, которое не должно превышать его несущей способности.

Расчет соединений по предельным состояниям эксплуатационной пригодности заключается в определении перемещений с целью учета их при определении мгновенных и конечных перемещений конструкции, а также, если перемещение в соединении влияет на распределение жесткости конструкции, то для установления окончательного распределения усилий в конструкции.

9.2 Расчет соединений нагельного типа

9.2.1 В деревянных конструкциях мостов, в основном, для соединения элементов используются нагельные соединения. В качестве нагелей используются такие крепежные элементы как стальные стержни круглого поперечного сечения, стальные болты, винты и гвозди.

Характеристические значения несущей способности $F_{v,Rk}$ крепежных элементов нагельных соединений в соответствии с СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (8.2) должны определяться с учетом вида соединяемых элементов («древесина-древесина», «плитный материал на основе древесины-древесина» и «сталь-древесина»), количества крепежных элементов в соединении, угла между направлением действующего в соединении усилия и волокнами древесины, а также количества плоскостей сдвига (среза). В деревянных конструкциях мостов, чаще всего, используются нагельные соединения вида «древесина-древесина» и «сталь-древесина».

9.2.2 Характеристическое значение несущей способности $F_{v,Rk}$ одного крепежного элемента нагельного соединения для соединения «древесина-древесина» согласно СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (8.2.2) должно определяться по формулам:

- для несимметричного соединения с одной плоскостью сдвига

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \\ f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d \\ \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} \right] - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right)} \right] + \frac{F_{ax}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,05 \frac{f_{h,1k} \cdot t_2 \cdot d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases}, \quad (9.1)$$

- для симметричного соединения с двумя плоскостями сдвига

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \\ 0,5 f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d \\ 1,05 \frac{f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{cases}, \quad (9.2)$$

$$\text{где} \quad \beta = \frac{f_{h,2k}}{f_{h,1k}}, \quad (9.3)$$

d – диаметр крепежного элемента;

$M_{y,Rk}$ – характеристическое значение момента вызывающего текучесть крепежного элемента;

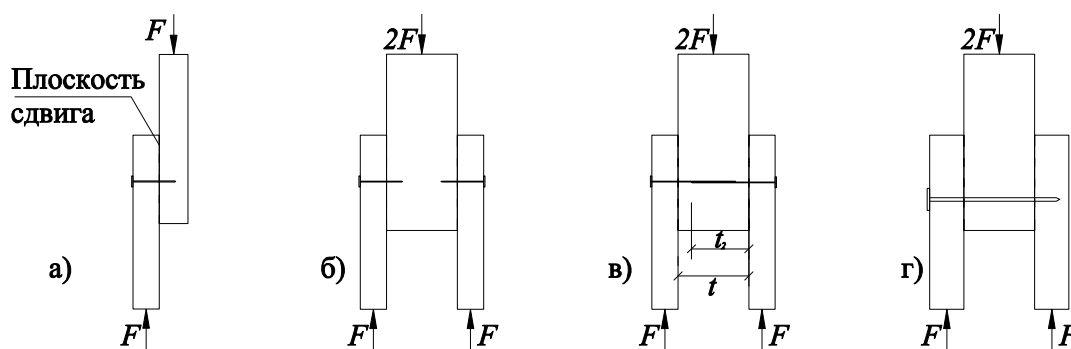
$f_{h,i,k}$ – характеристическая прочность при вдавливании крепежным элементом материала i -го элемента соединения;

t_1 – толщина более тонкого элемента в односрезных соединениях или глубина проникновения нагеля;

t_2 – толщина среднего элемента из древесины в симметричных соединениях;

$F_{ax,Rk}$ – характеристическое значение выдергиванию нагеля поперек волокон.

При расчете на сдвиг нагельных соединений «бетон-древесина» значение $F_{ax,Rk}$ следует принимать равным нулю.



а, б и в – примеры односрезных соединений с плоскостью сдвига по крепежному элементу;
г – пример двухсрезного соединения с двумя плоскостями сдвига по крепежному элементу

Рисунок 9.1 – Металлические связи в соединениях нагельного типа

9.2.3 Соединения вида «сталь-дерево» могут быть выполнены с использованием как тонких стальных пластин, так и толстых стальных пластин. Тонкими считаются стальные пластины толщина которых меньше либо равна $0,5d$, стальные пластины считаются толстыми если их толщина больше или равна d и допуск по отверстию $0,1 d$. Характеристическое значение несущей способности $F_{v,Rk}$ одного крепежного элемента (гвоздь, болт, нагель или шуруп) нагельного соединения для соединения «сталь-дерево» должно определяться согласно СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (8.2.3) по формулам:

- для односрезного соединения древесины с тонкой стальной пластиной

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ 0,4 f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d, 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right\}, \quad (9.4)$$

- для односрезного соединения древесины с толстой стальной пластиной

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{aligned} & f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \\ & f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}, \\ & 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{aligned} \right\}, \quad (9.5)$$

- для двухсрезного соединения древесины со стальной пластиной любой толщины между двумя деревянными элементами

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{aligned} & f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \\ & f_{h,1k} \cdot t_1 \cdot d \cdot \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,Rk}}{f_{h,1k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}, \\ & 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{aligned} \right\}, \quad (9.6)$$

- для двухсрезного соединения двух тонких стальных пластин и деревянного элемента между ними

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ 0,4 f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d \right. \\ \left. 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,2k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right\}, \quad (9.7)$$

- для двухсрезного соединения двух толстых стальных пластин и деревянного элемента между ними

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ 0,5 f_{h,2k} \cdot t_2 \cdot d \right. \\ \left. 2,3 \sqrt{2 M_{y,Rk} \cdot f_{h,2k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \right\}, \quad (9.8)$$

где $f_{h,k}$ – характеристическое значение прочности древесины сжатию;
 t_1 – толщина более тонкого элемента из древесины в односрезных соединениях или глубина проникновения нагеля;

t_2 – толщина среднего элемента из древесины в симметричных соединениях;

d – диаметр нагеля;

$M_{y,Rk}$ – характеристическое значение момента пластической деформации нагеля;

$F_{ax,Rk}$ – характеристическое значение выдергиванию нагеля поперек волокон.

Значения $f_{h,k}$, $M_{y,Rk}$ в Формулах (9.1-9.8), а также расстановка нагелей в соединении должны определяться в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (8.2, 8.3, 8.5-8.7) или НТП РК-05-01-2011 часть 2 (к СН РК EN 1995-1-1:2008/2011) (9.1.2).

9.2.4 Если соединение подвержено растяжению вдоль волокон, то характеристическое значение несущей способности для одного ряда нагелей согласно Пункту 8.1.2(4) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 определяется по формуле:

$$F_{v,ef,Rk} = n_{ef} F_{v,Rk}, \quad (9.9)$$

где $F_{v,ef,Rk}$ – характеристическое значение несущей способности ряда нагелей в соединении;

n_{ef} – число нагелей в рассматриваемом ряду, параллельном направлению волокон древесины;

$F_{v,Rk}$ – было определено выше.

Расчетное количество крепежных элементов n_{ef} в соединении зависит от типа крепежных элементов и направления действия усилия по отношению к волокнам, которое определяется в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (8.2, 8.3, 8.5-8.7), а также НТП РК-05-01-2011 часть 2 (к СН РК EN 1995-1-1:2008/2011) (9.1.2).

9.2.5 Расчетное значение несущей способности на один срез нагельного соединения с металлическими нагелями от действия усилий вдоль волокон, определяется по Формуле (2.17) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, т.е.

$$F_{v,Rd} = \frac{k_{mod} F_{v,Rk}}{\gamma_M}, \quad (9.10)$$

где k_{mod1} – коэффициент модификации, принимаемый из Таблицы 3.1 СН РК EN 1995-1-1:2008/2011. Если соединение состоит из двух деревянных элементов с разными свойствами, для которых характерны свои значения $k_{mod,1}$ и $k_{mod,2}$, то $k_{mod} = \sqrt{k_{mod,1} k_{mod,2}}$;

γ_M – частный коэффициент для соединений, принимаемый из Таблицы 6.1 настоящего пособия.

$F_{v,Rk}$ – характеристическая несущая способность крепежного элемента в плоскости сдвига, т.е. наименьшее значение, получаемое из соответствующих Формул (9.1, 9.2, 9.4 - 9.8).

Для соединения, состоящего из r_{pl} рядов нагелей, расположенных вдоль волокон, каждый из которых включает n крепежных элементов одинакового размера с одинаковыми расстояниями, при расчетной прочности каждого элемента в плоскости сдвига $F_{v,Rd}$, расчетная несущая способность соединения вдоль волокон $F_{v,ef,Rd}$ согласно требованиям Пункта 8.1.2 (4) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 будет равна:

$$F_{v,ef,Rd} = n_{sp} \cdot r_{pl} \cdot n_{ef} \cdot F_{v,Rd}, \quad (9.11)$$

где n_{ef} – расчетное количество крепежных элементов в каждом ряду соединения вдоль волокон;

n_{sp} – количество плоскостей сдвига в соединении.

9.2.6 Расчетное значение несущей способности нагельного соединения с металлическими нагелями, при действии усилий поперек волокон, должно определяться из двух условий прочности:

– прочности древесины в результате раскалывания при растяжении поперек волокон (данное условие описано в НТП РК-05-01-2011 часть 2 (к СН РК EN 1995-1-1:2008/2011) (9.1.5.12);

– текучести крепежного элемента. Для этого условия, при количестве r_{pr} рядов крепежных элементов, когда каждый ряд включает n крепежных элементов одинакового размера, то

$$F_{v,ef,Rd} = n_{sp} \cdot r_{pr} \cdot n \cdot F_{v,Rd}, \quad (9.12)$$

где $F_{v,ef,Rd}$ – принятая расчетная несущая способность крепежного элемента в плоскости сдвига при действии усилий поперек волокон;

n_{sp} – количество плоскостей сдвига в соединении;

n – количество крепежных элементов в каждом ряду крепежных элементов поперек волокон. Если используются гвозди внахлестку, то n будет равно числу гвоздей внахлестку;

$F_{v,Rd}$ – расчетная несущая способность одного крепежного элемента в плоскости сдвига при действии усилий поперек волокон. Для гвоздей $d \leq 8$ мм и для шурупов с гладкой частью $d \leq 6$ мм, несущая способность будет такой же, как для крепежного элемента при действии усилий вдоль волокон. Для болтов и нагелей, а так же для шурупов $d > 6$ мм и гвоздей $d > 8$ мм в соединениях с использованием LVL, несущая способность, определяемая по Формулам (9.1, 9.2, 9.4 – 9.10), должна корректироваться с учетом требований СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (Формула 8.31).

9.2.7 Расчет соединений нагельного типа следует осуществлять на основании требований изложенных в НТП РК-05-01-2011 часть 2 (к СН РК EN 1995-1-1:2008/2011) (9.1.5.11).

Алгоритм расчета нагельных соединений, где в качестве нагелей используются шурупы, приведен в Б.4.

9.3 Расчет соединений с использованием металлических кольцевых шпонок

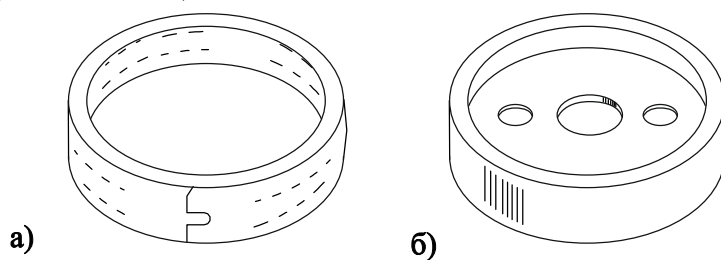
В соответствии с СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 в соединениях деревянных элементов могут использоваться металлические шпонки по EN 912. Для соединений элементов деревянных конструкций мостов допускается использовать кольцевые шпонки типа А (Рисунок 9.2а) по EN 912 диаметром не более 200 мм в качестве соединителей элементов решетки ферм с поясами. Следует отметить, что такие деревянные фермы допускается использовать в пролетных строениях мостов на сельскохозяйственных и лесных дорогах, а также при строительстве небольших пешеходных мостов.

9.3.1 Кольцевые шпонки представляют собой круглые по форме изделия с гладкой наружной поверхностью, которые устанавливаются в предварительно выфрезерованные пазы соединяемых элементов. Профиль пазов должен соответствовать профилю кольцевой шпонки.

Кольцевые шпонки типа А (Рисунок. 9.2а) следует применять только в соединениях «древесина-древесина».

Что же касается кольцевых шпонок типа В (Рисунок 9.2б), то они применяются в соединениях «сталь-древесина» или «бетон-древесина». Кольцевые шпонки данного типа в соединениях деревянных конструкций мостов не нашли применения.

9.3.2 При конструировании соединений с использованием кольцевых шпонок, должны быть соблюдены требования по их размещению в соединении. Данные требования приведены в Таблице 9.1.



а – разрезная кольцевая шпонка типа А; б – круглая пластинчатая шпонка тип В

Рисунок 9.2 – Общий вид шпонок [EN 912]

Таблица 9.1 – Минимальные размеры и расстояния от торца элемента до центра отверстия для разрезных кольцевых шпонок [СН РК EN 1995-1-1:2008/2011]

Шаг, расстояния и угол α (см. Рисунок 8.7 и 8.12 СН РК EN 1995-1-1:2008/2011)	Минимальные параметры
Шаг вдоль волокон – a_1 , $0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(1,2+0,8 \cos \alpha)d_c$
Шаг поперек волокон – a_2 , $0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$1,2 d_c$
Расстояние до нагруженного торца – $a_{3,t}$, $90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$1,5 d_c$
Расстояние до ненагруженного торца $a_{3,c}$ $90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$(0,4+1,6 \sin \alpha)d_c$ $1,2 d_c$ $(0,4+1,6 \sin \alpha)d_c$
Расстояние до нагруженной кромки $a_{4,t}$, $0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$(0,6+0,2 \sin \alpha)d_c$
Расстояние до ненагруженной кромки $a_{4,c}$, $180^\circ \leq \alpha \leq 380^\circ$	$0,6 d_c$

При использовании в соединениях кольцевых шпонок должны быть соблюдены требования по минимальной толщине соединяемых элементов. Минимальная толщина соединяемых элементов, согласно требованиям Пункта 8.9(2) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, определяется из Формул (9.13 и 9.14).

$$t_1 \geq 2,25h_e, \quad (9.13)$$

$$t_2 \geq 3,75h_e, \quad (9.14)$$

где t_1 – толщина внешнего деревянного элемента соединения;

t_2 – толщина внутреннего деревянного элемента соединения;

h_e – глубина анкеровки шпонки в рассматриваемый элемент соединения.

9.3.3 Характеристические значения несущей способности для соединений с данным типом шпонок должны определяться из двух условий прочности: прочности по смятию древесины и прочности по скалыванию древесины.

Согласно СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (8.9) характеристическое значение несущей способности на один срез следует определять по формулам:

– из условия прочности по скалыванию части древесины при растяжении вдоль волокон

$$F_{1v,0Rk} = 35d_c^{1,5}; \quad (9.15)$$

– из условия прочности по смятию части древесины на нагруженном конце шпонки

$$F_{2v,0Rk} = 31,5d_c h_e, \quad (9.16)$$

где h_e – глубина анкеровки шпонки в элементе соединения, мм;
 d_c – диаметр шпонки, мм.

За характеристическое значение несущей способности шпонки принимается минимальное значение, определенное по Формулам (9.15 и 9.16).

Общеизвестно, что на характеристическое значение несущей способности соединения оказывает влияние толщина соединяемых элементов, расстояние до нагруженного торца и величина характеристической плотности древесины. Тогда согласно Пунктам 8.9.(1) – 8.9.(5) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 характеристическое значение несущей способности соединения в плоскости сдвига шпонки вдоль волокон $F_{v,0Rk}$ будет равно:

$$F_{v,0Rk} = \min \begin{cases} k_1 k_2 k_3 k_4 (35d_c^{1,5}) & \text{Сдвиг части} \\ k_1 k_3 (31,5d_c h_e) & \text{древесины} \end{cases}, \quad (9.17)$$

смятие древесины

где d_c – диаметр шпонки, мм;
 k_1 – поправочный коэффициент, учитывающий толщину элемента и определяемый по формуле:

$$k_1 = \min \begin{cases} 1 \\ t_1 / 3h_e, \\ t_2 / 5h_e \end{cases}, \quad (9.18)$$

где t_1 и t_2 – толщины соединяемых элементов, мм;
 h_e – глубина анкеровки шпонки в соединяемом элементе, мм;
 k_2 – коэффициент, который применяется только при скалывании части древесины на нагруженном торце. При угле приложения нагрузки $-30^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ он равняется 1, а для всех остальных случаев определяется по формуле:

$$k_2 = \min \left\{ \frac{k_a}{a_{3,t} / 2d_c}, \right. \quad (9.19)$$

где $a_{3,t}$ – расстояние до нагруженного торца и определяемое по Таблице 8.7 в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011;

d_c – было определено выше;

k_a – коэффициент, значение которого для соединений с одной шпонкой в плоскости сдвига, равно 1,25. Для соединений более чем одной шпонкой в плоскости сдвига $k_a=1,0$;

k_3 – поправочный коэффициент, который учитывает изменение плотности древесины и определяется по формуле:

$$k_3 = \min \left\{ 1, 75 \rho_k / 350 \right\}, \quad (9.20)$$

где ρ_k – характеристическое значение плотности древесины элемента в соединении, кг/м³.

k_4 – поправочный коэффициент, зависящий от материала стыкуемых элементов, который для случая скалывания части древесины и определяется по формуле:

$$k_4 = \min \begin{cases} 1,0 & \text{для соединений «древесина- древесина»} \\ 1,1 & \text{для соединений «сталь- древесина»} \end{cases} \quad (9.21)$$

9.3.4 Если соединение нагружено под углом α к волокнам, то согласно Пункту 8.9.(8) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 характеристическое значение несущей способности $F_{v,\alpha,Rk}$ шпонки в плоскости сдвига должно определяться с использованием формул:

$$F_{v,\alpha,Rk} = \frac{F_{v,0Rk}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (9.22)$$

$$k_{90} = 1,3 + 0,001 d_c, \quad (9.23)$$

где $F_{v,0,Rk}$ – определяется по Формуле (9.17);

d_c – было определено выше.

Минимальный шаг и расстояние до кромки или торца элемента для шпонки не должны быть меньше, чем определенные по Таблице 9.1.

9.3.5 При шахматном расположении шпонок в соединении, минимальная величина шага вдоль и поперек волокон может быть уменьшена при выполнении следующих условий:

$$(k_{a1})^2 + (k_{a2})^2 \geq 1, \text{ если } \begin{cases} 0 \leq k_{a1} \leq 1 \\ 0 \leq k_{a2} \leq 1 \end{cases} \quad (9.24)$$

где k_{a1} и k_{a2} – коэффициенты, соответствующие минимальному расстоянию a_1 вдоль волокон, а a_2 – поперек волокон.

При необходимости уменьшения величины шага вдоль волокон a_1 , минимальное значение может быть определено путем умножения на коэффициент $k_{s,red}$, если $0,5 \leq k_{s,red} \leq 1$. В этом случае несущая способность $F_{v,0,Rk,connector}$ согласно Пункту 8.9(11) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 должна определяться по формуле:

$$F_{v,0Rk,connect} = k_{r,red} F_{v,0Rk}, \quad (9.25)$$

где
$$k_{r,red} = 0,2 + 0,8k_{s,red}. \quad (9.26)$$

Если коэффициент k_{a1} необходимо понизить коэффициентом $k_{s,red}$, то минимальные величины шага вдоль и поперек волокон согласно Пункту 8.9(10) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 должны удовлетворять следующим условиям:

$$(k_{s,red} k_{a1})^2 + (k_{a2})^2 \geq 1, \quad \text{если} \begin{cases} 0 \leq k_{s,red} k_{a1} \leq 1 \\ 0 \leq k_{a2} \leq 1 \end{cases}. \quad (9.27)$$

9.3.6 При расположении в ряду по направлению волокон более двух шпонок, их несущая способность в плоскости сдвига в случае нагружения вдоль волокон, будет меньше суммы несущих способностей отдельных шпонок. При таком условии, для соединений с одной или двумя плоскостями сдвига, число шпонок должно приниматься равным числу соединительных болтов в ряду, а расчетное число шпонок n_{ef} согласно Пункту 8.9(12) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 определяется из формулы:

$$n_{ef} = 2 + (1 - \frac{n}{20})(n - 2), \quad (9.28)$$

где n – число соединительных болтов в ряду вдоль волокон. Если $k_{a2}a_2 < 0,5k_{a1}a_1$, то шпонки должны располагаться в том же ряду.

Если соединение имеет несколько рядов шпонок по направлению волокон, то их расчетное число равняется сумме шпонок в каждом ряду. Если шпонки нагружены поперек волокон, то их расчетное количество будет равно количеству болтов в соединении.

Болты и шайбы, используемые в соединениях со шпонками должны удовлетворять требованиям в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (10.4.3).

9.3.7 Если шпонки воспринимают усилие, которое направлено под углом к волокнам древесины, должна быть выполнена проверка несущей способности в соответствии с в НТП РК-05-01-2011 часть 2 (к СН РК EN 1995-1-1:2008/2011) (9.1.5.12).

9.3.8 Расчетное значение несущей способности соединения, выполненного с использованием шпонок, должно определяться в соответствии с требованиями 9.2.4 – 9.2.6 настоящего пособия.

9.4 Расчет соединений бетона с древесиной

9.4.1 Соединения бетона с древесиной используются в комбинированных конструкциях пролетных строений мостов (дерево-бетонные плиты), которые представляют собой бетонную плиту проезжей части соединенную с деревянными балками. Соединения в таких конструкциях могут быть выполнены в следующих вариантах:

– соединение бетонной плиты с деревянной балкой посредством стальных вертикальных стержней, заанкеренных как в теле деревянной балки, так и в бетоне плиты (Рисунок 9.3а);

– соединение бетонной плиты с деревянной балкой посредством вертикальных стальных стержней, заанкеренных как в теле деревянной балки, так и в бетоне плиты, и пазов (ложков), выполненных с определенной глубиной и шагом в деревянной балке (Рисунок 9.3б), выполняющих роль шпонок;

– соединение бетонной плиты с деревянной балкой посредством наклонных стальных стержней, заанкеренных как в теле деревянной балки, так и в бетоне плиты, и наклонных пазов (ложков) с определенной глубиной и шагом в деревянной балке (Рисунок 9.3в).

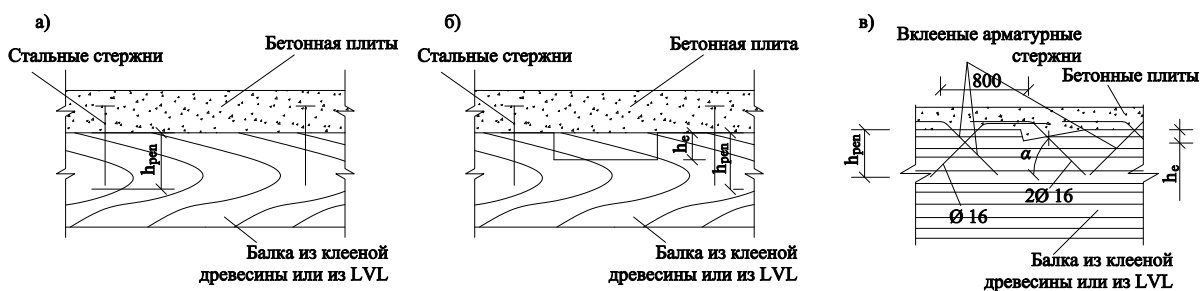


Рисунок 9.3 – Схемы соединений в дерево-бетонной плите

В зависимости от конструктивного решения принимаются соответствующие методики расчета. В Пунктах 1.5.2.1, 8.2.1(2) СН РК EN 1995-2:2004/2011 рассматривается только два варианта соединения бетонной плиты с деревянными балками (Рисунки 9.3а и 9.3б).

9.4.2 Для расчета соединений бетонной плиты с деревянными балками посредством вертикальных стальных стержней первоначально необходимо определить усилия сдвига, возникающие в стальных вертикальных стержнях от действием вертикальных нагрузок. Сдвигающие усилия, действующие на каждый стержень $F_{v,Ed}$ могут быть определены аналитическим методом (балка таврового сечения на податливых связях, расположенных между полкой и стенкой) или численным методом, с использованием соответствующих программных комплексов (NASTRAN, ANSYS и др.). Принятые в расчетах модели должны учитывать разную специфику деформирования бетона и древесины (ползучесть), отсутствие трения по контакту древесина-бетон, а также податливость соединений. Расчетное значение несущей способности стальных стержней должно удовлетворять условию

$$F_{v,Ed} \leq \min \left\{ \begin{matrix} F_{v,Rd} \\ F_{v,d} \end{matrix} \right., \quad (9.29)$$

где $F_{v,Ed}$ – расчетное значение усилия действующего на стальной стержень;

$F_{v,Rd}$ – расчетное значение несущей способности стержня, определяемое как для нагельных соединений;

$F_{v,d}$ – расчетное значение несущей способности стержня, определяемое из условия прочности на его срез.

Расчетное значение несущей способности $F_{v,Rd}$ согласно Формуле (2.17) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 и требований Таблицы 6.1 настоящего пособия определяется:

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M}, \quad \text{при проверке по прочности} \quad (9.30)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_{M,fat}}, \quad \text{при проверке на усталость} \quad (9.31)$$

где k_{mod} , γ_M и $\gamma_{M,fat}$ – были определены выше;

$F_{v,Rk}$ – характеристическое значение стального стержня, определяемое как для односрезного нагеля по Формулам (9.1) без учета эффекта нити, т.е. слагаемое $F_{ax,Rk}/4 = 0$.

Расчетное значение несущей способности $F_{v,d}$ определяется как для стальных стержней из условия прочности на срез.

9.4.3 [8.2.2(4)] Для расчета соединений бетонной плиты с деревянными балками посредством вертикальных стальных стержней и желобков (пазов) (Рисунок 9.3б) за силу сдвига принимается давление на поверхность между бетоном и древесиной самого желобка, а величина растягивающего усилия в стальных стержнях, возникающая вследствие изгиба балки и плиты, определяется по формуле:

$$F_{t,Ed} = 0,1 F_{v,Ed}, \quad (9.32)$$

где $F_{t,Ed}$ – расчетное значение растягивающего усилия между древесиной и бетоном;

$F_{v,Ed}$ – расчетное значение сдвигающего усилия между древесиной и бетоном.

Для такой конструкции соединений считается, что восприятие усилия сдвига $F_{v,Ed}$ должно быть обеспечено прочностью древесины при скалывании желобков в соответствии СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.1.7(1)Р) и срезом бетона в желобках в соответствии с требованиями СН РК EN 1992-1-1:2008/2011.

Несущая способность стального растянутого стержня должна удовлетворять условию:

$$F_{t,Ed} \leq F_{ax,Rd}, \quad (9.33)$$

где $F_{t,Ed}$ – было определено выше;

$F_{ax,Rd}$ – расчетное значение несущей способности растянутого стержня заанкеренного в древесину балки, которое определяется в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (8.7.2).

9.4.4 При расчете соединений бетонной плиты с деревянными балками посредством наклонных стальных стержней и желобков (Рисунок 9.3 в) должно соблюдаться условие

$$F_{t,a,Ed} \leq F_{ax,a,Rd} , \quad (9.34)$$

где $F_{t,a,Ed}$ – расчетное значение растягивающего осевого усилия действующего на стержень между древесиной и бетоном, определяемое из статического расчета балки таврового сечения на податливых связях;

$F_{ax,a,Rd}$ – расчетное значение несущей способности на выдергивание стержня из древесины под углом α к направлению волокон.

Если в качестве стальных наклонных стержней используются винты, то $F_{ax,a,Rd}$ следует определять на основании требований СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (8.7.2). При использовании в качестве наклонных стальных стержней, вклеенных в древесину арматурных стержней, их длина анкеровки должна быть не менее 25 диаметров арматуры. Тогда $F_{ax,a,Rd}$ будет определяться прочностью арматуры на растяжение согласно требованиям СН РК EN 1992-1-1:2008/2011. При другой длине анкеровки арматурных стержней, значение $F_{ax,a,Rd}$ должно быть определено экспериментальным путем.

Приведенная методика расчета носит приближенный характер, но обеспечивает значительную надежность таких соединений, поскольку не учитывается работа древесины на скалывание вдоль волокон в желобках.

Для предотвращения раскалывания древесины в зоне обрыва вклеенных или ввинченных под углом к волокнам древесины стержней, необходима дополнительная установка вертикальных стальных стержней. Кроме того, необходимо чтобы длина стержней, заанкеренных в древесине балки, была больше расстояния до ее середины, т.е. $h_{pen} > 0,5h$ (см. Рисунок 9.4).

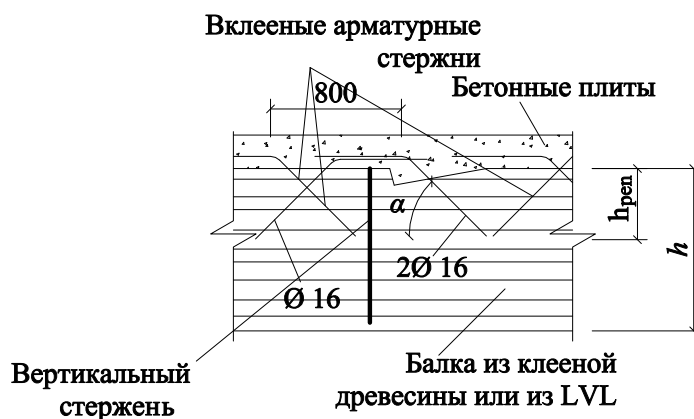


Рисунок 9.4 – Схема соединения бетонной плиты проезжей части с деревянной балкой посредством вклеенных арматурных стержней

10 ИЗГОТОВЛЕНИЕ, МОНТАЖ И КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА КОНСТРУКЦИЙ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

10.1 Для деревянных конструкций мостов по их изготовлению, транспортировке и монтажу применяются требования, изложенные в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (Раздел 10), за исключением Пунктов 10.8 и 10.9, а также требования, изложенные в Разделе 11 НТП РК-05-01-2011 часть 2 (к СН РК EN 1995-1-1:2008/2011), за исключением Пунктов 11.1.14 – 11.1.19 и 11.2.31 – 11.2.35.

10.2 Деревянные конструкции постоянных мостов следует изготавливать на специализированных заводах или в цехах.

Конструкции, поступающие на строительную площадку, должны иметь максимальную заводскую готовность. Конструкции, имеющие дефекты и повреждения, устранение которых в условиях строительной площадки не допускается, должны быть возвращены заводу-изготовителю.

Деревянные конструкции для автодорожных мостов, за исключением клееных элементов, допускается изготавливать на строительной площадке, соблюдая требования Пунктов 10.1–10.5, 10.7 СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 и Пункта 9(2) СН РК EN 1995-2:2004/2011.

10.3 Для изготовления деревянных конструкций следует применять породу древесины, указанную в рабочей документации. Вместо сосны допускается использовать другие хвойные породы (ель, кедр, лиственницу и т.п.) при согласовании замены с проектной организацией-разработчиком.

10.4 Параметр допустимой шероховатости поверхности элементов из пиломатериалов, в том числе предназначенных для покраски, должен соответствовать требованиям европейских стандартов.

10.5 Отбор и испытания образцов для контроля прочностных характеристик древесины следует производить при:

- наличию указаний в рабочей документации;
- изготовлении сквозных ферм и клееных балок;
- использовании древесины пониженной плотности.

Лабораторные испытания проводят в соответствии с требованиями европейских стандартов EN 384, EN 408, EN 1194.

10.6 Допуски, характеризующие точность изготовления и сборки деревянных конструкций, следует определять в соответствии с требованиями стандартов серии EN. Следующие отклонения должны удовлетворять требованиям:

- для каждого элемента уменьшение фактических размеров поперечных сечений от проектных не должно быть больше чем $1/40$ от диаметра бревна или стороны бруса;
- монтаж клеештыревого соединения блоков балок должен осуществляться при температуре воздуха не ниже $5\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- искривление или винтообразность стальных несущих элементов и крепежных деталей в соединении на 1 м длины должен быть не более 1 мм и не более 10 мм на всю длину;
- местные неплотности в стыках сжатых элементов не должны быть не более 2 мм;

– депланация (перепад поверхностей) стыкуемых элементов для соединений, перекрываемых накладками не должно быть более 2 мм;

– отклонение глубины врубок от проектной не должно быть более ± 2 мм;

– отклонения расстояний между центрами рабочих болтов, нагелей, шпонок и гвоздей в соединениях относительно проектных для отверстий не должны превышать:

1) для входных отверстий не более ± 2 мм;

2) для выходных отверстий:

- поперек волокон 2 % толщины пакета, но не более 5 мм,

- вдоль волокон 4 % толщины пакета, но не более 10 мм.

– отклонения расстояний между центрами дюбелей, штырей и шурупов в соединениях относительно проектных со стороны головок (шляпок), в том числе в металлических накладках не более ± 2 мм;

– смещение в плане верха деревянной опоры относительно разбивочных осей не более ± 20 мм;

– отклонение от вертикали или проектного наклона боковых поверхностей конструкции деревянных рамных опор (в долях от высоты рамы H) не более $0,005 H$;

– отклонение размеров пролетного строения от проектных не более, мм:

а) ± 20 по длине при пролете размером до 15 м включительно;

б) ± 30 по длине при пролете размером свыше 15 м ;

в) ± 10 по высоте при пролете размером до 15 м включительно;

г) ± 20 по высоте при пролете размером свыше 15 м;

д) ± 5 в расстояниях между узлами поясов.

10.7 Деревянные конструкции и их элементы при хранении должны быть защищены от воздействия атмосферных осадков и солнечной радиации. Элементы в штабелях должны опираться на не повреждающие древесину прокладки с зазором, достаточным для проветривания, и подкладки между элементами и грунтовым основанием не менее 20 см.

Главные балки из слоистой клееной древесины пролетных строений следует хранить в положении, соответствующем рабочему положению их в конструкции моста.

10.8 Для обеспечения сохранности деревянных конструкций при погрузке, выгрузке и транспортировании следует применять инвентарные устройства (мягкие стропы, хомуты, контейнеры и т.п.) с установкой в местах опирания и соприкосновения элементов с металлическими деталями мягких прокладок и подкладок (из прорезиненной ткани, губчатой резины и др.).

10.9 Для изготовления ответственных элементов и деталей соединений (опорных брусев, насадок, подушек, шпонок, нагелей и др.) следует использовать плотную, прямослойную, не имеющую пороков древесины твердых лиственных пород (дуба, бука, граба).

10.10 Лесоматериалы, бывшие в употреблении, допускаются к применению при условии, если они удовлетворяют требованиям Пунктов 3.2(1)Р, 3.3(1), 3.4(1)Р, 10.1 – 10.5, 10.7 СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 и Пункта 9(2) СН РК EN 1995-2:2004/2011 по качеству и прочности древесины.

10.11 Применение разных пород древесины в одном несущем элементе конструкции не допускается.

Сухостойкую древесину (высохшую на корню) всех пород, ввиду ее склонности к хрупкому разрушению и гниению, применять в мостах деревянных конструкций запрещается.

10.12 Окраска деревянных элементов конструкций при влажности древесины свыше 22 % не допускается.

10.13 Плоские рамы надстроек опор следует собирать в горизонтальном положении на стеллажах, выверенных по нивелиру и оборудованных шаблонами.

Надстройки опор следует монтировать пространственными блоками или плоскими рамами. Перед установкой в проектное положение в них необходимо произвести подтяжку и подбивку креплений и устранить дефекты, возникшие при транспортировании и хранении.

Надстройки следует устанавливать на ростверк после проверки его положения в соответствии с допусками в плане и по отметкам.

По мере установки блоков или рам надстроек, выверки положения в плане и по высоте их следует раскрепить поярусно в жесткую геометрически неизменяемую систему постоянными, а при необходимости, дополнительными временными связями.

Запрещается приводить в проектное положение неправильно или с нарушением допусков собранную надстройку опоры принудительной расклинкой, подтягиванием лебедкой, распором домкратами, установкой дополнительных распорок и связей.

10.14 При заготовке элементов конструкций должны быть предусмотрены припуски на их номинальные размеры, устанавливаемые в зависимости от способа последующей обработки элементов.

10.15 Поверхности элементов деревянных конструкций должны быть остроганы (от коры и сучьев) с сохранением естественной конусности (сбега). Цилиндровка бревен допускается только при наличии указаний в рабочей документации.

10.16 Все отверстия в деревянных и стальных элементах и деталях должны быть просверлены на проектный диаметр (за исключением отдельных групп отверстий, оговоренных в рабочей документации).

10.17 Отверстия в элементах и деталях следует сверлить с использованием кондукторов, приспособлений или шаблонов, позволяющих обеспечить в пределах допусков взаимное проектное совпадение отверстий и взаимозаменяемость элементов и деталей.

10.18 Монтажные отверстия следует рассверливать на больший диаметр после окончания сборки элементов и проверки всех контролируемых размеров конструкции, включая строительный подъем.

10.19 Несущие монтажные соединения деревянных конструкций следует собирать, как правило, на постоянных крепежных деталях.

Порядок и последовательность натяжения болтов и тяжей в конструкции должны исключать образование в ней отклонений от проектного положения (перекосов, зазоров, уступов и т. п.).

10.20 При перепаде поверхностей (депланации) стыкуемых на накладках деревянных элементов, превышающем величину указанную в п. 10.6, на выступающей части элемента должен быть сделан скос с уклоном не круче 1:10 или использованы прокладки из листового металла.

10.21 Рабочие части резьбы болтов и тяжей при сборке конструкции, особенно с металлическими накладками в стыках, надлежит предохранять от повреждений (колпачками, смазкой или с применением других мер).

10.22 В несущих болтах (тяжах) под головки и гайки необходимо устанавливать шайбы - по одной шайбе под головку и по две шайбы под гайку; в стяжных болтах (тяжах) - соответственно по две шайбы. Пакеты из большого числа шайб на болтах и тяжах не допускаются.

В местах примыкания головки болта или гайки к наклонной плоскости элемента надлежит ставить косые шайбы.

Головки гаек болтов (тяжей) должны плотно прилегать к поверхности шайб, а последние - к поверхности древесины.

Допускается расположение части резьбы болта (тяжа) внутри отверстия в древесине. Над затянутой гайкой должно выступать не менее двух ниток резьбы с полным профилем.

Все гайки на болтах (тяжах) должны быть закреплены от раскручивания контргайками, пружинными шайбами или самоконтрящимися гайками.

10.23 В собранном из элементов пакете, зафиксированном в проектом положении, допускается несовпадение отверстий, не препятствующее свободной, без перекоса постановке креплений.

Допускается прочистка отверстий стянутых пакетов сверлом номинального диаметра при условии, что величина несовпадения не превышает величины разности номинального диаметра отверстия и крепления, указанной в проекте.

10.24 Забивка нагелей и болтов в отверстия древесины при их несовпадении (черноте) запрещается. При величине несовпадения отверстий менее половины диаметра отверстия допускается рассверливать под увеличенный диаметр, предусмотренный в проекте (с постановкой креплений соответствующего диаметра). При несовпадении отверстий в несущих соединениях на величину более половины их диаметра деревянные элементы подлежат замене.

10.25 В соединениях элементов на гвоздях, дюбелях и штырях диаметром 6 мм и более для предотвращения раскалывания древесины при их забивке следует предусматривать предварительное сверление в древесине гнезд (отверстий) диаметром в пределах 0,8 - 0,9 диаметра стержня крепления.

10.26 Дощатые фермы, собираемые в горизонтальном положении на плазу, следует поднимать в вертикальное положение для объединения их в пролетное строение способами, исключаящими недопустимые местные и общие деформации конструкции. Необходимо предусматривать меры по обеспечению устойчивости положения и геометрической неизменяемости пролетного строения и его отдельных частей.

В элементы дощатой фермы сквозные рабочие гвозди следует забивать после выверки ее строительного подъема. Гвозди в поясах следует забивать последовательно вертикальными рядами. Длина гвоздей должна превышать суммарную толщину стенки не менее чем на 30 мм. Концы гвоздей надлежит загнать, не повреждая древесины.

10.27 Брусья или бревна простых и составных прогонов балочно-эстакадных мостов должны быть связаны между собой креплениями в соответствии с проектом и закреплены на опорах от продольных и поперечных смещений на всех стадиях сборки.

10.28 Сборку решетчатых ферм пролетных строений следует, как правило, производить в вертикальном положении с учетом их конструктивных особенностей, способа монтажа и местных условий.

10.29 Составные прогоны и фермы пролетных строений следует собирать со строительным подъемом в соответствии с указаниями проекта. Как правило, пояса полигональных ферм следует выполнять с углами перелома в местах стоек или в стыках ферм.

В решетчатых фермах после выверки и постановки стыковых накладок допускается принудительно выгибать пояса в три-четыре приема от середины к концам с помощью системы клиньев или домкратов. Стыки поясов при этом могут быть временно усилены сжимами, хомутами и т. п. устройствами, воспринимающими возникающие при этом усилия сдвига и отрыва.

При принудительном выгибании поясов технологические напряжения в элементах следует контролировать с тем, чтобы они не превышали величин, предусмотренных проектом.

10.30 Укрупнительную сборку блоков и объединение балок с клеештыревыми соединениями следует осуществлять на стеллажах.

Выбор марок клеев, режимы приготовления их составов, технологию сборки и склеивания, а также контроль качества клеештыревого соединения деревянных конструкций следует выполнять в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, СН РК EN 1995-2:2004/2011 и инструкциями производителей клеев.

10.31 Собранное пролетное строение до снятия его со сборочных стеллажей или подмостей должно быть принято с составлением акта промежуточной приемки ответственных конструкций, а обнаруженные при приемке отступления от проекта и дефекты в конструкции - устранены.

10.32 При возведении деревянных мостов должны быть выполнены предусмотренные проектом конструктивные меры первичной защиты, в том числе зазоры между элементами, обеспечивающие просыхание, проветривание и защиту конструкций от увлажнения.

10.33 После выполнения защиты деревянные элементы конструкций не следует подвергать какой-либо обработке кроме сверления отверстий для постановки болтов. Просверленные отверстия в древесине должны быть промазаны креозотовым маслом или залиты при постановке скреплений биостойкой и водостойкой антисептической пастой на основе трудновываемых антисептиков.

10.34 Сварку стальных элементов и деталей деревянных конструкций и их антикоррозионную защиту надлежит выполнять в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, СН РК EN 1995-2:2004/2011.

10.35 Элементы пролетных строений, фундаментов и надстроек опор и ледорезов деревянных мостов должны быть защищены от агрессивного воздействия биологических агентов (вторичная защита) в соответствии с требованиями проекта.

10.36 При строительстве деревянных мостов особое внимание должно быть уделено устройству гидроизоляции. Применяемая для защиты деревянных конструкций мостов гидроизоляция должна быть:

- водонепроницаемой по всей изолируемой поверхности;
- водо-, био- и химически стойкой;
- тепломорозостойкой и эластичной во времени и интервале расчетных температур;
- эксплуатационно надежной при длительных воздействиях воды, балласта, деформаций дорожного покрытия;
- сохранять сплошность при образовании на изолируемой поверхности трещин с раскрытием, допускаемым нормами проектирования;
- не содержать компонентов, оказывающих коррозионное воздействие на бетон и металл.

10.37 Гидроизоляция должна быть герметично сопряжена с водоотводными и ограждающими устройствами, строповочными отверстиями, конструкциями деформационных швов, тротуарными блоками, карнизами, перилами, осветительными столбами и т.п.

10.38 Гидроизоляция должна устраиваться по гладкой, исключаяющей возможность ее прокола, поверхности предусмотренного проектом профиля. Выполненную гидроизоляцию защищают от механических и других повреждений конструктивными и технологическими мероприятиями.

10.39 Гидроизоляцию проезжей части автодорожных мостов, устоев, лотков, подпорных стен и водопропускных труб в построечных условиях выполняют при температуре воздуха, допустимой для принятого типа гидроизоляции. Устройство гидроизоляции должно быть оформлено актом на скрытые работы.

10.40 В проектной документации на сооружение должен быть предусмотрен отвод воды с поверхности элементов мостового полотна, устоев и водопропускных труб. Конструкция водоотвода должна допускать возможность устройства подготовительного (выравнивающего) слоя, гидроизоляции и ее защиты механизированными способами и исключать попадание воды под гидроизоляцию.

10.41 Применяемые для гидроизоляции материалы должны быть сертифицированы, удовлетворять назначению, условиям работы гидроизоляции в конструкции и соответствовать строительно-климатической зоне ее применения.

10.42 Контроль качества применяемых гидроизоляционных материалов осуществляют заводские и строительные лаборатории, соблюдая правила отбора проб и методы их испытаний, предусмотренные соответствующими нормативными документами и инструкциями производителей материалов.

10.43 Гидроизоляционные материалы должны храниться в заводской упаковке без повреждения маркировки и транспортироваться с соблюдением требований, предусмотренных соответствующими нормативными документами и техническими условиями.

10.44 При сооружении мостов следует осуществлять предусмотренные проектом меры по охране окружающей природной среды и сохранению существующего в данной местности природного баланса.

До сдачи сооружения в постоянную эксплуатацию на территории, где велись строительные работы, должны быть снесены временные здания и вспомогательные сооружения, убраны оставшиеся материалы и конструкции, проведена планировка

поверхности грунта, выполнены предусмотренные работы по рекультивации и благоустройству территории, а также расчищены подмостовые русла.

10.45 Возведение мостов должны осуществлять специализированные мостостроительных организаций.

10.46 При строительстве моста контроль за выполнением геодезических работ осуществляется строительной организацией. Данный контроль должен осуществляться на следующих этапах:

- до начала работ по сооружению моста;
- после разбивки опор (до возведения фундаментов опор);
- после возведения фундаментов (до начала работ по возведению тела опор);
- в процессе возведения тела опор в соответствии с проектом производства геодезических работ;
- после возведения опор и разбивки осей подферменных площадок;
- после установки пролетного строения на опорные части.

10.47 При установке на опоры деревянных пролетных строений мостов для каждой балки отклонения не должны превышать 20 мм в плане от разбивочных осей.

Приложение А (информационное)

Классификация деревянных мостов и область их применения

А.1 Мост состоит из опор и пролетных строений, перекрывающих свободное пространство между опорами. К мостам относятся сооружения, заменяющие насыпи в пределах пересекаемого дорогой водотока. Мосты строятся не только при пересечении дорогой водотоков, но и при пересечении дорогой глубоких оврагов, горных ущелий, если возведение насыпи оказывается невозможным или экономически неоправданным. Такого рода мосты называются виадуками (Рисунок А.1).

По характеру преодолеваемого препятствия мосты разделяются на мосты через водотоки, на виадуки, путепроводы и эстакады.

Мост, по которому одна дорога пропускается над другой, называется путепроводом (Рисунок А.2).

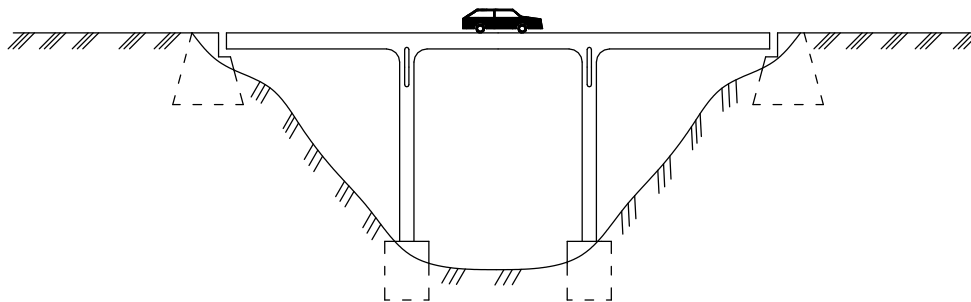


Рисунок А.1 – Схема моста над оврагом

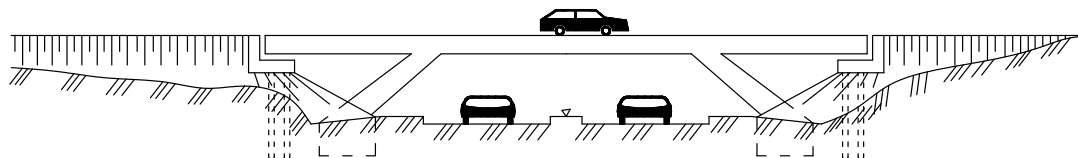


Рисунок А.2 – Схема путепровода

Сооружения значительной длины, предназначенные для поднятия дороги над окружающей территорией и свободными пространствами под дорогой, называются эстакадами (Рисунок А.3). Эстакады сооружают для надземных дорог в городах, для заводского транспорта в пределах заводской территории и на подходах к большим мостам.

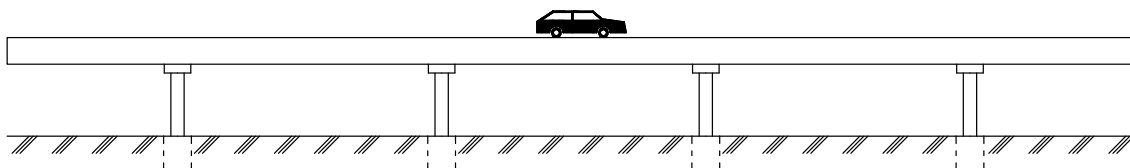
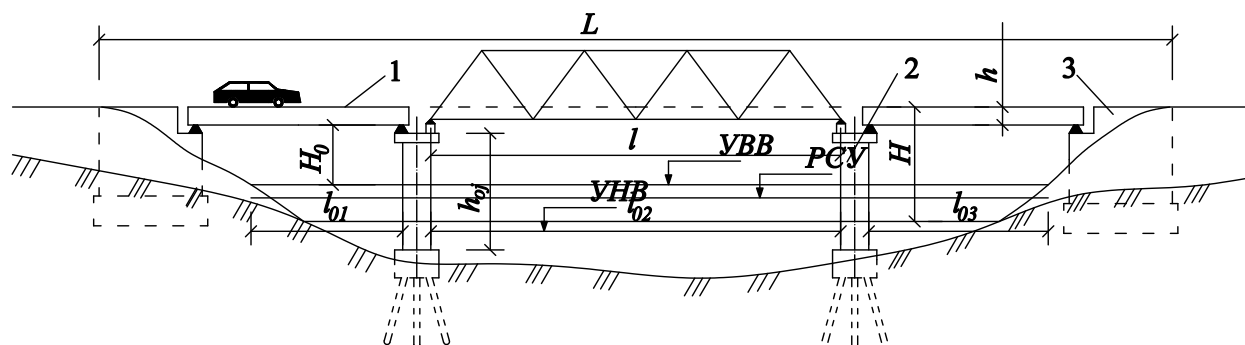


Рисунок А.3 – Схема эстакады

При проектировании должны быть установлены основные параметры моста с учетом его назначения и местных условий. Основными параметрами мостов являются длина

моста L , отверстие моста L_0 , высота моста H , свободная высота под мостом H_0 , высота опоры h_0 , расчетный пролет l , ширина моста w_b , ширина пролетного строения w_0 , ширина проезжей части w , ширина полосы движения w_i (Рисунок А.4).



1 – пролетное строение; 2 – промежуточная опора; 3 – устой

Рисунок А.4 – Схема мостового сооружения

А.2 По виду применяемых материалов для пролетного строения деревянные мосты бывают из цельной и клееной древесины, а также комбинации клееной древесины и железобетона в виде плит. В последнее время деревянные мосты, чаще всего, проектируют с применением клееной древесины. Пролетное строение деревянного моста может быть запроектировано с использованием клефанерных конструкций (балок, ферм, арок).

А.3 По своему назначению деревянные мосты классифицируются: на мосты автомобильные – для автомобилей и пешеходов; железнодорожные мосты – для железнодорожных поездов; городские мосты – для автомобилей и пешеходов; пешеходные мосты – только для пешеходов; специальные мосты – для кабелей и трубопроводов.

Железнодорожные мосты в основном предназначены для преодоления дорогой каких-либо препятствий: оврагов, водоемов и ущелий. Поскольку железнодорожные мосты должны воспринимать достаточно большие нагрузки от движения поездов, то их, как правило, следует проектировать из стали или железобетона, в редких случаях – из древесины. В последнее время в странах Европы деревянные мосты на железных дорогах не проектируют.

А.4 Применение деревянных мостов допускается:

- а) на железнодорожных линиях только с разрешения уполномоченного органа Республики Казахстан и при наличии соответствующего обоснования;
- б) на железных дорогах промышленных предприятий – с разрешения заказчика;
- в) на автомобильных дорогах ниже III категории (Таблица А.1) - без ограничения;
 - на магистральных улицах районного значения (Таблица А.2) с разрешения: местных исполнительных органов - для крупнейших, крупных, больших и средних городов;
 - местных исполнительных органов - для малых городов, поселков и сельских населенных пунктов;
- г) на улицах и дорогах местного значения (Таблица А.2) - без ограничения.

В случае применения для деревянных мостов бетонных или железобетонных опор, последние следует проектировать с учетом замены деревянных пролетных строений на железобетонные.

Таблица А.1 – Категории автомобильных дорог

Категория дороги по [26]	Категория дороги по рекомендациям к [СН РК EN 1991-2:2003/2011]	Транспортная категория
I - а I - б	1	Дороги и автострады с двумя или большим количеством полос движения для каждого направления с высокой интенсивностью потока грузовиков, входящие в состав международных транспортных коридоров
II	2	Дороги и автострады со средней интенсивностью потока грузовиков
III	3	Главные дороги с низкой интенсивностью потока грузовиков
IV		
V	4	Проселочные дороги с низкой интенсивностью потока грузовиков
<p>ПРИМЕЧАНИЕ При выполнении соответствующих исследований транспортных потоков и прогнозировании интенсивностей для каждого конкретного искусственного сооружения возможно применение параметров отличных от представленных в данной таблице.</p>		

Таблица А.2 – Категории улиц и дорог городов

Категория дорог и улиц	Основное назначение дорог и улиц
Магистральные улицы: общегородского значения: непрерывного движения	Транспортная связь между жилыми, промышленными районами и общественными центрами в крупнейших, крупных и больших городах, а также с другими магистральными улицами, городскими и внешними автомобильными дорогами. Обеспечение движения транспорта по основным направлениям в разных уровнях

Таблица А.2 – Категории улиц и дорог городов (продолжение)

Категория дорог и улиц	Основное назначение дорог и улиц
регулируемого движения	Транспортная связь между жилыми, промышленными районами и центром города, центрами планировочных районов; выходы на магистральные улицы и дороги и внешние автомобильные дороги. Пересечения с магистральными улицами и дорогами, как правило, в одном уровне
районного значения: транспортно-пешеходные	Транспортная и пешеходная связи между жилыми районами, а также между жилыми и промышленными районами, общественными центрами, выходы на другие магистральные улицы
пешеходно-транспортные	Пешеходная и транспортная связи (преимущественно общественный пассажирский транспорт) в пределах планировочного района
Улицы и дороги местного значения: улицы в жилой застройке	Транспортная (без пропуска грузового и общественного транспорта) и пешеходная связи на территории жилых районов (микрорайонов), выходы на магистральные улицы и дороги регулируемого движения
улицы и дороги в научно-производственных, промышленных и коммунально-складских зонах (районах)	Транспортная связь преимущественно легкового и грузового транспорта в пределах зон (районов), выходы на магистральные городские дороги. Пересечения с улицами и дорогами устраиваются в одном уровне
пешеходные улицы и дороги	Пешеходная связь с местами приложения труда, учреждениями и предприятиями обслуживания, в том числе в пределах общественных центров, местами отдыха и остановочными пунктами общественного транспорта
парковые дороги	Транспортная связь в пределах территории парков и лесопарков преимущественно для движения легковых автомобилей
проезды	Подъезд транспортных средств к жилым и общественным зданиям, учреждениям, предприятиям и другим объектам городской застройки внутри районов, микрорайонов, кварталов
велосипедные дорожки	Проезд на велосипедах по свободным от других видов транспортного движения трассам к местам отдыха, общественным центрам, а в крупнейших и крупных городах связь в пределах планировочных районов

Таблица А.2 – Категории улиц и дорог городов (продолжение)

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Главные улицы, как правило, выделяются из состава транспортно-пешеходных, пешеходно-транспортных и пешеходных улиц и являются основой архитектурно-планировочного построения общегородского центра.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 В зависимости от величины и планировочной структуры городов, объемов движения указанные основные категории улиц и дорог допускается дополнять или применять их неполный состав. Если расчетные затраты времени на трудовые передвижения превышают установленные в нормативных документах, допускается при наличии специальных обоснований принимать категории магистральных улиц и дорог, приведенные в настоящей таблице для групп городов с большей численностью населения.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 В условиях реконструкции, а также для улиц районного значения допускается устройство магистралей или их участков, предназначенных только для пропуска средств общественного транспорта с организацией трамвайно-пешеходного, троллейбусно-пешеходного или автобусно-пешеходного движений.

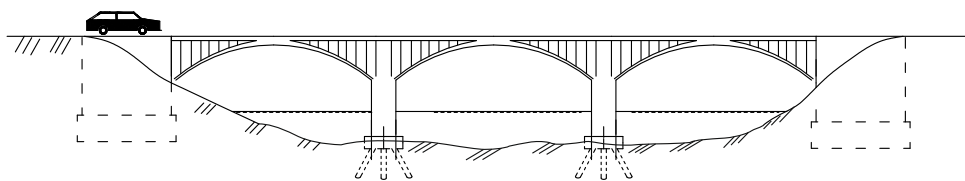
Подразделение на группы поселений (городские и сельские) определяются в зависимости от численности населения на расчетный срок по Таблице А.3.

Таблица А.3 – Подразделение на группы городских и сельских поселений

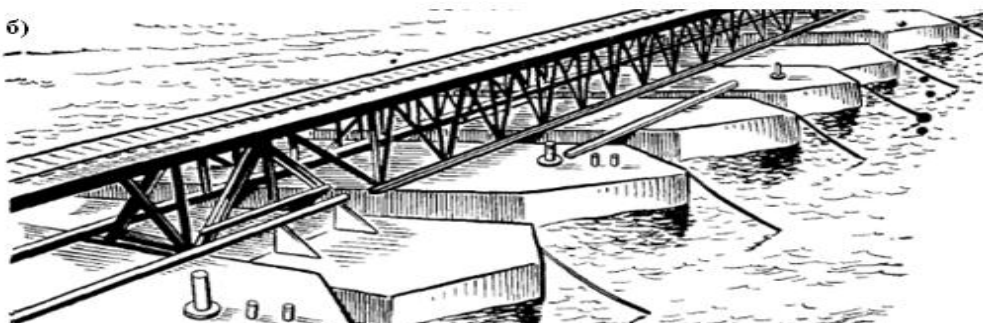
Группы поселений	Население, тыс. чел.	
	Города	Сельские поселения
Крупнейшие	Св. 1000	-
Крупные	от 500 до 1000	Св. 5
	от 250 до 500	от 3 до 5
Большие	от 100 до 250	от 1 до 3
Средние	от 50 до 100	от 0,2 до 1
Малые ¹⁾	от 20 до 50	от 0,05 до 0,2
	от 10 до 20	до 0,05
	до 10	
¹⁾ В группу малых городов включаются поселки городского типа.		

А.5 По типу опор деревянные мосты, как правило, проектируют с жесткими опорами, а в редких случаях – с плавучими опорами (Рисунок А.5). Мосты с плавучими опорами чаще всего используются как временные. Мост на жестких опорах передает все давление от пролетных строений на фундамент и поверхность, на которой он стоит, а мост с плавучими опорами – на воду. Мосты на жестких опорах характеризуются отсутствием значительных осадок по сравнению с мостами, выполненными на плавучих опорах.

а)



б)



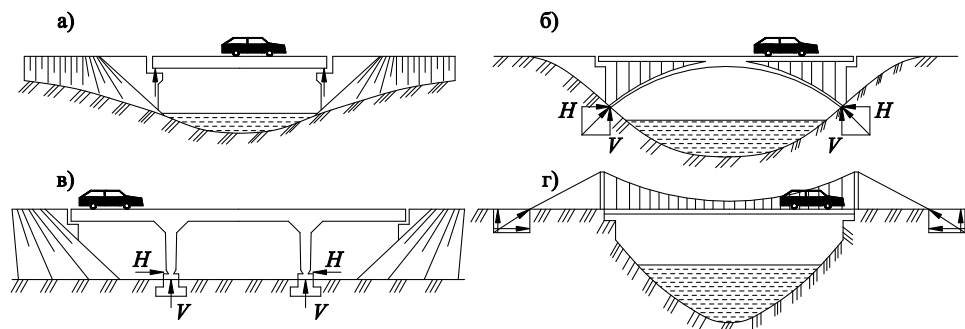
а – мосты на жестких опорах, б – мосты на плавучих опорах

Рисунок А.5 – Схемы мостов

А.6 По типу пролетного строения деревянные мосты в основном проектируются неподвижными или не разводными, а в некоторых (единичных) случаях могут быть разводными. При проектировании деревянных мостов следует учитывать, что не разводные мосты, по сравнению с разводными, обеспечивают постоянное движение, в то время, как разводные позволяют уменьшить высоту моста. Разводными проектируют мосты, если это вызвано требованиями судоходства и неэкономичностью поднятия пролетного строения на высоту, достаточную для пропуска судов.

А.7 В зависимости от длины моста они могут быть малыми (длина до 25 м) [1,2], средними (25 – 100 м) и большими (длина более 100 м) [4]. Деревянные мосты в основном проектируют малой и средней длины. В мировой практике имеются отдельные примеры, где длина деревянного моста превышает 100 м [3].

А.8 По статической схеме главных несущих конструкций пролетных строений деревянные мосты могут быть запроектированы: балочной системы (Рисунок А.6 а – неразрезной и консольный); распорных систем (Рисунок А.6 б – арочной и рамной – Рисунок А.6 в), в которых возникает распор; висячих и комбинированных систем, в которых сочетаются системы первых двух групп.

**Рисунок А.6 – Схемы основных систем мостов**

Основными несущими конструкциями пролетных строений балочных мостов являются балки, плиты или балочные фермы, работающие преимущественно на изгиб. Балочные фермы в отличие от сплошных балок или плит имеют решетчатую конструкцию, состоящую из соединенных между собой стержневых элементов.

Основными несущими конструкциями пролетных строений арочных мостов являются арки или арочные фермы. Арки и арочные фермы могут быть запроектированы как с затяжкой, так и без нее. В арках и арочных фермах с затяжками распор воспринимается самой затяжкой. Арки и арочные фермы работают как сжато-изгибаемые элементы.

Висячие мосты (Рисунок А.6 г), проектируют из гибких элементов – цепей или кабелей, представляющих собой основную несущую часть конструкции моста, к которой подвешивается проезжая часть. Такие системы применяются в основном при проектировании пешеходных деревянных мостов. С точки зрения статических свойств такая система является комбинированной. Цепь (кабель) такого моста работает на растяжение, а в месте закрепления цепи в опорных частях возникает распор. К висячим мостам близки по характеру работы от действия вертикальных нагрузок вантовые мосты, составленные также из гибких частей (стальных канатов), образующих вантовые фермы, к которым подвешиваются конструкции проезжей части [3,4].

А.9 По уровню расположения проезжей части мосты могут быть запроектированы с ездой: поверху, когда проезжая часть расположена по верху пролетных строений (Рисунок А.7а); понизу, когда проезжая часть находится на уровне низа пролетных строений (Рисунок А.7 б); посередине, когда проезжая часть находится в средней по высоте части пролетного строения (Рисунок А.7 в).

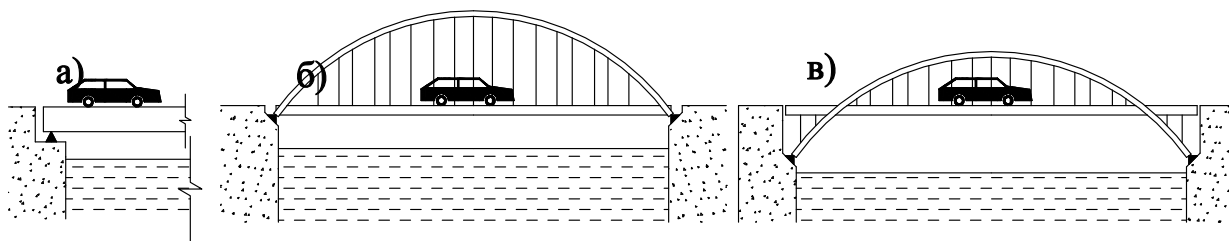
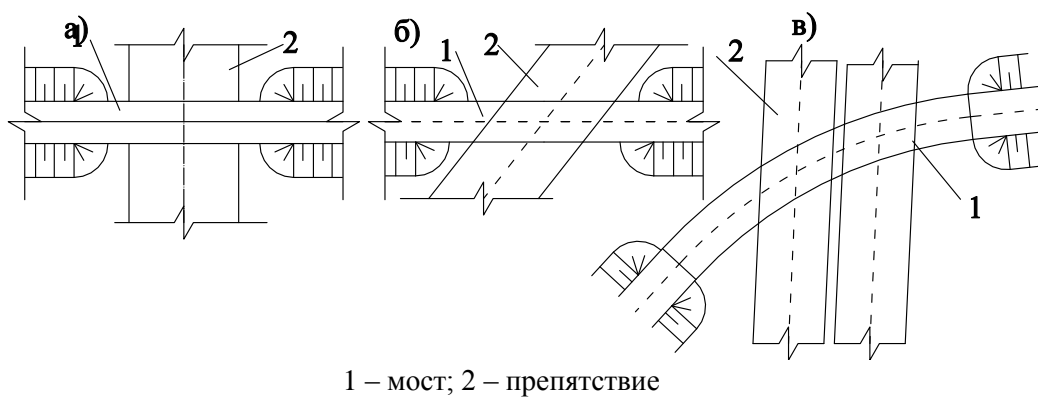


Рисунок А.7 – Уровни расположения проезжей части мостов

Классификация мостов по данному признаку обусловлена различиями в работе, которую следует учитывать при проектировании мостов и при вписывании их в местные условия. В мостах с ездой понизу из-за широкого расположения главных несущих конструкций проезжей части (ферм, арок и т.п.) усложняется ее устройство, а также и расположение связей между фермами или арками. Мосты с ездой посередине по своим конструктивным особенностям близки к мостам с ездой понизу.

А.10 По характеру пересечения препятствий мосты могут быть запроектированы прямыми (Рисунок А.8 а), косыми (Рисунок А.8 б) и криволинейными. В прямых мостах его ось перпендикулярна берегам реки и направлению течения, в косых мостах – пересекает не под прямым углом, в криволинейных – пересекает под переменным по его длине углом. Деревянные мосты в основном проектируются в виде прямых или косых мостов, а криволинейные – как пешеходные мосты [4].



1 – мост; 2 – препятствие

Рисунок А.8 – Виды мостов по характеру пересечения препятствия

Приложение Б
(информационное)

Примеры расчета

Б.1 Пример 1**Б.1.1 Задача**

Проверить предельное состояние несущей способности раскоса деревянной фермы пролетного строения автодорожного моста на действие осевого растягивающего усилия. Характеристические значения усилий: от постоянной нагрузки (собственный вес дорожного покрытия, конструкций проезжей части моста и фермы) $G_k = 21,0$ кН; от переменного воздействия (транспортной нагрузки) $Q_k = 39,2$ кН. Сечение цельного деревянного элемента $b \times h = 100 \times 200$ мм. Площадь поперечного сечения нетто элемента составляет 5300 мм^2 . Класс прочности древесины С30 в соответствии с EN 338. Класс условий эксплуатации – 2.

Для решения данной задачи принимаем следующий алгоритм:

Б.1.2 Геометрические характеристики поперечного сечения элемента

- ширина поперечного сечения $b = 100$ мм;
- высота поперечного сечения $h = 200$ мм;
- площадь поперечного сечения $A = b \times h = 20000 \text{ мм}^2$;
- минимальная площадь нетто поперечного сечения $A_{\text{net}} = 18000 \text{ мм}^2$.

Б.1.3 Определение характеристик древесины

В соответствии с Таблицей 6.2 настоящего пособия для класса прочности С30 значение характеристической прочности древесины при растяжении вдоль волокон $f_{t,0,k} = 18 \text{ Н/мм}^2$.

Б.1.4 Определение значений частных коэффициентов для воздействий и свойств материала

Согласно Пункту 5.10.25 настоящего пособия и в соответствии с Таблицей А.2.4(В) СН РК EN 1990:2002/2011 для предельных состояний ULS значения частного коэффициента в случае действия:

- постоянного воздействия, $\gamma_G = 1,35$;
- переменного воздействия, $\gamma_Q = 1,35$.

В соответствии с Таблицей 6.1 настоящего пособия для древесины значение частного коэффициента свойств материала $\gamma_M = 1,45$.

Б.1.5 Определение расчетного значения растягивающего усилия в элементе

Расчетное значение растягивающего усилия от действия постоянного и переменного воздействий определяем на основании комбинаций согласно Пункту 5.10.25 настоящего пособия и Таблицы А.2.4(В) в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011:

$$N_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k; \quad N_d = 1,35 \times 21,0 + 1,35 \times 39,2 = 81,27 \text{ кН.}$$

Б.1.6 Определение значений коэффициентов k_{mod} и k_h

Значение коэффициента k_{mod} определяем согласно СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (Таблица 3.1). Самым коротким по времени действия является усилие, возникающее от действия транспортной нагрузки. Согласно Таблице 5.6 настоящего пособия транспортная нагрузка относится к кратковременной. Тогда для класса эксплуатации 2 и кратковременных воздействий значение $k_{\text{mod}} = 0,9$.

Значение коэффициента k_h , зависящего от максимального размера поперечного сечения, определяем из формулы:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} \quad \text{или} \quad 1,3. \right.$$

Для нашего случая максимальная величина $h = 200$ мм. Тогда $k_h = 0,94$.

Значение коэффициента прочности системы в нашем случае не учитывается, т.е. $k_{\text{sys}} = 1$.

Б.1.7 Проверка прочности центрально-растянутого элемента

Максимальное расчетное усилие для предельного состояния ULS будет соответствовать комбинации воздействий, состоящей из постоянного и кратковременного воздействий.

Расчетное значение растягивающего напряжения, действующего вдоль волокон древесины, определяем из формулы:

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_{\text{net}}}, \quad \sigma_{t,0,d} = 81270/18000 = 4,5 \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетное значение прочности древесины при растяжении вдоль волокон определяем из формулы:

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_{\text{sys}} \cdot k_h \cdot f_{t,0,k}}{\gamma_M}, \quad f_{t,0,d} = (0,9 \times 1,0 \times 0,94 \times 18,0)/1,45 = 10,5 \text{ Н/мм}^2.$$

Так как расчетное значение растягивающего напряжения меньше расчетного значения прочности при растяжении вдоль волокон, т.е. $4,5 < 10,5 \text{ кН/мм}^2$, поперечное сечение $100 \times 200 \text{ мм}$ с классом прочности древесины С27 элемента фермы в предельном состоянии несущей способности соответствует требованиям СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

Б.2 Пример 2

Б.2.1 Задача

Проверить предельное состояние несущей способности шарнирно-закрепленной по концам деревянной стойки моста. Длина стойки составляет 3,5 м, а поперечное сечение $b \times h = 200 \times 220 \text{ мм}$. Класс прочности древесины колонны С30 в соответствии с EN 338. Класс по условиям эксплуатации – 2. Стойка воспринимает характеристическое постоянное сжимающее осевое воздействие (собственный вес проезжей части моста) 90 кН и характеристическое переменное кратковременное сжимающее осевое воздействие 140 кН (Рисунок Б.1).

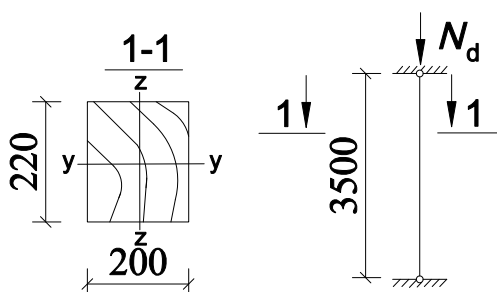


Рисунок Б.1 – Расчетная схема стойки

Для решения данной задачи принимаем следующий алгоритм:

Б.2.2 Геометрические характеристики стойки

- длина стойки $L = 3500 \text{ мм}$;
- расчетная длина стойки относительно оси у-у $L_{E,y} = 1,0 \times L = 3500 \text{ мм}$;
- расчетная длина стойки относительно оси z-z $L_{E,z} = 1,0 \times L = 3500 \text{ мм}$;
- ширина поперечного сечения стойки $b = 200 \text{ мм}$;
- высота поперечного сечения стойки $h = 220 \text{ мм}$;
- площадь поперечного сечения стойки $A = b \times h = 44000 \text{ мм}^2$;
- момент инерции сечения относительно оси у-у, $I_y = \frac{bh^3}{12} = 1,77 \times 10^8 \text{ мм}^4$;
- радиус инерции сечения относительно оси у-у, $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 63,5 \text{ мм}$;
- гибкость относительно оси у-у, $\lambda_y = \frac{L_{E,y}}{i_y} = 55,1$;

- момент инерции сечения относительно оси z-z, $I_y = \frac{b^3 h}{12} = 1,46 \times 10^8 \text{ мм}^4$;
- радиус инерции сечения относительно оси z-z, $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = 57,7 \text{ мм}$;
- гибкость относительно оси z-z, $\lambda_z = \frac{L_{E,z}}{i_z} = 60,6$.

Б.2.3 Определение характеристик древесины

В соответствии с Таблицей 6.3 настоящего пособия для класса прочности С30 значение характеристической прочности древесины при растяжении вдоль волокон $f_{c,0,k} = 23 \text{ Н/мм}^2$;

значение 5 % -го квантиля модуля упругости древесины класса прочности С30 при сжатии вдоль волокон, $E_{0,05} = 8000 \text{ Н/мм}^2$.

Б.2.4 Определение значений частных коэффициентов

Согласно Пункту 5.10.25 настоящего пособия и в соответствии с Таблицей А.2.4(В) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 для предельных состояний ULS значения частного коэффициента в случае действия:

- постоянного воздействия, $\gamma_G = 1,35$;
- переменного воздействия, $\gamma_Q = 1,35$.

В соответствии с Таблицей 6.1 настоящего пособия, для древесины значение частного коэффициента свойств материала $\gamma_M = 1,45$.

Б.2.5 Определение расчетного значения сжимающего усилия в элементе

Характеристическое значение постоянного сжимающего усилия, $G_k = 90 \text{ кН}$;

Характеристическое значение кратковременного переменного сжимающего усилия, $Q_k = 140 \text{ кН}$;

Значение расчетного сжимающего усилия от действия постоянного и кратковременного переменного воздействий определяем на основании комбинации

$$N_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k; \quad N_d = 1,35 \times 90 + 1,35 \times 140 = 310,5 \text{ кН}.$$

Б.2.6 Определение значений частных коэффициентов

Значение коэффициента k_{mod} определяем согласно СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (Таблица 3.1). Самым коротким по времени действия является усилие, возникающее от действия транспортной нагрузки. Согласно Таблице 6.1 настоящего пособия транспортная нагрузка относится к кратковременной. Тогда для класса эксплуатации 2 и кратковременных воздействий значение $k_{mod} = 0,9$.

Значение коэффициента прочности системы в нашем случае не учитывается, т.е. $k_{\text{sys}}=1$.

Б.2.7 Проверка прочности стойки от сжатия

Максимальное расчетное нагружение, из условий USL, будет соответствовать комбинации из постоянного и кратковременного переменного воздействий.

Определим расчетное значение сжимающего напряжения,

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_d}{A} = 7,06 \text{ Н/мм}^2.$$

Определим расчетное значение прочности древесины при сжатии вдоль волокон,

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_{\text{sys}} \cdot k_h \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 14,3 \text{ Н/мм}^2.$$

Проверим прочность сечения колонны из условия сопротивления продольному изгибу в соответствии с требованиями СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.3.2):

- определим относительную гибкость стойки относительно оси у-у,

$$\lambda_{\text{rel},y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{55,1}{3,14} \sqrt{\frac{23}{8000}} = 0,94;$$

- определим относительную гибкость стойки относительно оси z-z,

$$\lambda_{\text{rel},z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{60,6}{3,14} \sqrt{\frac{23}{8000}} = 1,03.$$

Так как оба значения относительной гибкости больше чем 0,3, то должны соблюдаться условия СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (6.3.2(3)). Тогда:

- максимальное значение относительной гибкости для колонны, $\lambda_{\text{rel},z} = 1,03$;

- коэффициент β_c для древесины в соответствии с Формулой (6.28) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 будет равен 0,2.

Определяем коэффициент,

$$k_z = 0,5[1 + \beta_c (\lambda_{\text{rel},z} - 0,3) + \lambda_{\text{rel},z}^2] = 0,5[1 + 0,2(1,03 - 0,3) + 1,03^2] = 1,1.$$

Тогда коэффициент продольного изгиба, $k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = 0,67$.

Определяем величину отношения расчетного значения напряжения к расчетному значению прочности от продольного изгиба стойки, $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} = \frac{7,06}{0,67 \times 14,3} = 0,74 < 1$.

Так как условие Пункта 6.3.2(3) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 соблюдается, то предельное состояние несущей способности стойки обеспечено.

Б.3 Пример 3

Б.3.1 Задача

Проверить предельные состояния несущей способности балки из слоистой клееной древесины (класс прочности GL32h в соответствии с EN 1194) прямоугольного поперечного сечения 140×1000 мм пролетом 9 м однопролетного строения автодорожного моста (Рисунок Б.2). Длина опорных площадок 300 мм. Балка в поперечном направлении раскреплена многослойной плитой настила, по которой уложен слой гидроизоляции и асфальтобетона. Балка воспринимает следующие усилия: изгибающий момент в середине пролета от действия постоянной равномерно-распределенной нагрузки $M_{G,k} = 27,34$ кН·м; изгибающий момент в середине пролета от действия транспортной нагрузки $M_{Q,k} = 303,75$ кН·м; поперечная сила в опорном сечении балки от действия постоянной равномерно-распределенной нагрузки $V_{G,k} = 12,15$ кН; поперечная сила в опорном сечении балки от действия транспортной нагрузки $V_{Q,k} = 135$ кН. Класс эксплуатации – 2.

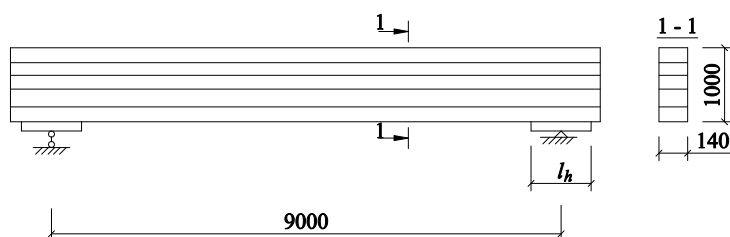


Рисунок Б.2 – Схема балки

Для решения данной задачи принимаем следующий алгоритм:

Б.3.2 Геометрические характеристики балки

- ширина балки $b = 140$ мм;
- высота сечения $h = 1000$ мм;
- расчетный пролет балки $l_c = 9$ м;
- длина опорных площадок балки $l_b = 300$ мм;
- момент сопротивления сечения балки относительно оси у-у

$$W_y = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{140 \times 1000^2}{6} = 233,3 \times 10^5 \text{ мм}^3.$$

Б.3.3 Определение характеристик однородной слоистой клееной древесины

Все характеристические значения однородной слоистой клееной древесины для класса прочности GL32h принимаем из Таблицы 6.5 настоящего пособия.

Характеристическое значение прочности при изгибе $f_{m,g,k} = 32 \text{ Н/мм}^2$.

Характеристическое значение прочности при сдвиге $f_{v,g,k} = 3,8 \text{ Н/мм}^2$.

Характеристическое значение прочности при смятии $f_{c,90,g,k} = 3,3 \text{ Н/мм}^2$.

Средний модуль упругости вдоль волокон $E_{0,g,mean} = 13700 \text{ Н/мм}^2$.

Значение модуля упругости вдоль волокон $E_{0,05,g} = 11100 \text{ Н/мм}^2$.

Среднее значение модуля сдвига $G_{0,g,mean} = 850 \text{ Н/мм}^2$.

Значение модуля сдвига $G_{0,05,g} = \frac{E_{0,05,g}}{16} = 694 \text{ Н/мм}^2$.

Б.3.4 Определение значений частных коэффициентов

Согласно 5.10.25 настоящего пособия и в соответствии с Таблицей А.2.4(В) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 для предельных состояний несущей способности значения частного коэффициента γ в случае действия:

- постоянного воздействия, $\gamma_G = 1,35$;
- переменного воздействия (транспортная нагрузка), $\gamma_Q = 1,35$.

В соответствии с Таблицей 6.1 настоящего пособия, для древесины значение частного коэффициента свойств материала $\gamma_M = 1,4$.

Б.3.5 Определение расчетных значений усилий, возникающих в балке от воздействия постоянной и переменной (транспортной) нагрузок

Расчетные значения усилий, возникающие в балке от воздействия постоянной и переменной нагрузок, определяем на основании сочетаний в соответствии с требованиями Таблицы А.2.4(В) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011:

- расчетное значение изгибающего момента в середине пролета балки

$$M_d = \gamma_G \cdot M_{G,k} + \gamma_Q \cdot M_{Q,k} = 1,35 \times 27,34 + 1,35 \times 303,75 = 447 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

- расчетное значение поперечной силы, действующей в опорном сечении балки

$$V_d = \gamma_G \cdot V_{G,k} + \gamma_Q \cdot V_{Q,k} = 1,35 \times 12,15 + 1,35 \times 135 = 198,65 \text{ кН}.$$

Б.3.6 Определение значений частных коэффициентов k_{mod} , k_h , k_{crit} , $k_{\text{c},90}$ и k_{sys}

Значение коэффициента k_{mod} определяем по СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 (Таблица 3.1). Самым коротким по времени действия является усилие, возникающее от действия транспортной нагрузки. Согласно Таблице 5.6 настоящего пособия транспортная нагрузка относится к кратковременной. Тогда для класса эксплуатации 2 и кратковременных воздействий значение $k_{\text{mod}} = 0,9$.

Значение коэффициента прочности системы в нашем случае не учитывается, т.е. $k_{\text{sys}} = 1$.

Поскольку высота сечения балки $h = 1000$ мм, что больше 600 мм, то согласно п. 3.3(3) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 значение коэффициента $k_h = 1$.

Коэффициент $k_{\text{c},90}$, учитывающий распределение напряжений смятия в опорных зонах балки, принимаем в соответствии с п. 6.1.5 (1) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011, т.е. $k_{\text{c},90} = 1$.

Значение коэффициента прочности системы в нашем случае не учитывается, т.е. $k_{\text{sys}} = 1$.

Б.3.7 Проверка прочности балки в середине пролета от действия изгибающего момента

Определяем расчетное напряжение $\sigma_{\text{m},\text{y},\text{d}} = \frac{M_{\text{d}}}{W_{\text{y}}} = \frac{447 \times 10^6}{233,3 \times 10^5} = 19,16 \text{ Н/мм}^2$.

Определяем расчетное значение прочности слоистой клееной древесины балки при изгибе.

$$f_{\text{m},\text{q},\text{d}} = \frac{k_{\text{mod}} \cdot k_{\text{sys}} \cdot f_{\text{m},\text{q},\text{k}}}{\gamma_{\text{M}}} = \frac{0,9 \times 1 \times 32}{1,4} = 20,57 \text{ Н/мм}^2.$$

Поскольку $\sigma_{\text{m},\text{q},\text{d}} < f_{\text{m},\text{q},\text{d}}$, то прочность балки, от действия изгибающего момента M_{d} , обеспечена.

Б.3.8 Проверка прочности опорного сечения балки от действия расчетного значения поперечной силы (от сдвига) V_{d}

Определяем расчетное значение скалывающих напряжений $\tau_{\text{v},\text{d}}$ в опорном сечении балки, используя Формулу (8.40) настоящего пособия.

$$\tau_{\text{v},\text{d}} = 1,5 \frac{V_{\text{d}}}{b \cdot k_{\text{cr}} \cdot h} = 1,5 \frac{198650}{140 \times 0,67 \times 1000} = 2,12 \text{ Н/мм}^2.$$

Определяем расчетное значение прочности слоистой клееной древесины при сдвиге,

$$f_{v,q,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{v,q,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \times 1 \times 3,8}{1,4} = 2,4 \text{ Н/мм}^2.$$

Поскольку $\tau_{v,d} < f_{v,d}$, то прочность балки от действия поперечной силы V_d в опорном сечении обеспечена.

Б.3.9 Проверка прочности опорных площадок балки от смятия древесины поперек волокон

Расчетным значением нагрузки, вызывающей смятие древесины балки под опорными площадками, является величина реакции $V_d = 198,65 \text{ кН}$.

Определяем геометрические параметры опорной площадки:

- эффективная длина опорной площадки $l_{ef} = l_b + 2 \times 30 = 360 \text{ мм}$;
- эффективная площадь контакта $A_{ef} = l_{ef} \times b = 50400 \text{ мм}^2$.

Определяем расчетное значение напряжения смятия $\sigma_{c,90,d}$ под опорными площадками балки, руководствуясь требованиями п. 6.1.5 в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{V_d}{b \cdot l_b} = \frac{198650}{140 \times 300} = 3,94 \text{ Н/мм}^2.$$

Определяем расчетное значение прочности слоистой клееной древесины при сжатии поперек волокон

$$f_{c,90,q,d} = \frac{k_{mod} \cdot k_{sys} \cdot f_{c,90,q,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \times 1 \times 3,3}{1,4} = 2,12 \text{ Н/мм}^2.$$

Поскольку $\sigma_{c,90,d} > f_{c,90,q,d}$, то прочность опорных площадок балки при $l_b = 300 \text{ мм}$ не обеспечена.

Для повышения несущей способности опорных площадок балки необходимо увеличить длину опирания.

Длину опорной площадки определяем из условия прочности древесины на смятие поперек волокон, т.е. эффективная площадь контакта будет равна

$$A_{ef}^u = \frac{V_d}{f_{c,90,q,d}} = \frac{198650}{2,12} = 93703 \text{ мм}^2,$$

а необходимая длина опорной площадки должна быть не менее

$$l_b^u = \frac{A_{ef}^u}{b} - 2 \times 30 = \frac{93703}{140} - 2 \times 30 = 670 - 2 \times 30 = 610 \text{ мм}.$$

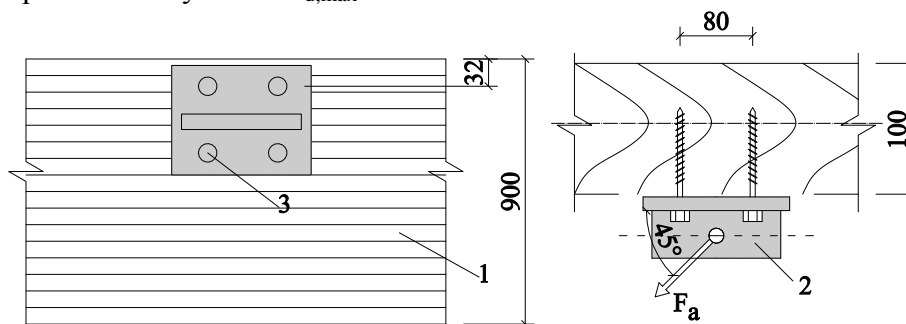
Принимаем длину опорной площадки $l_b = 610 \text{ мм}$.

Б.4 Пример 4

Б.4.1 Задача

Для крепления растянутого элемента горизонтальной связевой фермы моста используется металлический кронштейн из малоуглеродистой стали толщиной 8 мм. Кронштейн прикреплен к деревянной балке пролетного строения при помощи 4 шурупов с квадратной головкой (Рисунок Б.3). Кронштейн подвержен действию растягивающего расчетного усилия (максимальное значение $F_{d,max} = 15$ кН; минимальное значение $F_{d,min} = 10$ кН), направленного под углом 45° к продольной оси моста. Расчетное растягивающее усилие вызвано воздействием ветровой нагрузки. Применяемые для крепления кронштейна шурупы имеют квадратную головку. Диаметр шурупов 8 мм, длина 130 мм, прочность при растяжении $f_{ub} = 400$ Н/мм². Установка шурупов выполняется с предварительным сверлением. Класс прочности слоистой клееной древесины – GL32h в соответствии с EN 1194, класс условий эксплуатации для узла – 2. Допуск для отверстий в стальной пластине составляет 0,5 мм.

Проверить, способно ли крепление кронштейна воспринять действие растягивающего расчетного усилия $F_{d,max} = 15$ кН.



1 – деревянная балка из слоистой клееной древесины; 2 – кронштейн; 3 – шурупы

Рисунок Б.3 – Схема узла

Б.4.2 Геометрические характеристики соединения

- толщина стального кронштейна, $t_1 = 8$ мм;
- ширина деревянной балки, $t_2 = 100$ мм;
- высота деревянной балки, $h = 900$ мм;
- диаметр шурупа с квадратной головкой, $d = 8$ мм;
- длина шурупа с квадратной головкой, $l_{screw} = 130$ мм;
- диаметр шурупа с квадратной головкой для расчета прочности при растяжении, $d_1 = 0,7d = 5,6 \times 10^{-3}$ м;
- заглубление сплошной (не нарезанной) части шурупа в древесине, $t_{pen} = 1/3 \cdot l_{screw} - t_1 = 35,33$ мм;
- отношение заглубления сплошной части шурупа к диаметру шурупа, $t_{pen}/d = 4,42$, т.е. отношение больше 4, поэтому при расчете шурупа на изгиб может использоваться полный диаметр, и из-за того, что $d > 6$ мм, шурупы с квадратной головкой будут классифицироваться как болты (Пункт 8.7.1(2) СН РК EN 1995-1-1:2008/2011);

- заглубление резьбовой части шурупа с квадратной головкой,
 $l_{ef} = (2/3) \cdot l_{screw} = 86,67 \text{ мм};$
- количество шурупов, $n = 4;$
- шаг шурупов вдоль волокон, $a_1 = 80 \text{ мм};$
- расстояние от оси шурупа до нагруженной грани балки, $a_{4,t} = 36 \text{ мм}.$

Б.4.3 Воздействия, действующие в узле

Расчетная нагрузка, действующая на соединение, $F_{d,max} = 15 \text{ кН}.$

Расчетная осевая нагрузка, действующая на соединение,
 $F_{ax,d,max} = F_{d,max} \cdot \sin(45^\circ) = 10,61 \text{ кН}.$

Расчетная поперечная нагрузка, действующая на соединение,
 $F_{v,d,max} = F_{d,max} \cdot \cos(45^\circ) = 10,61 \text{ кН}.$

Б.4.4 Характеристики слоистой клееной древесины и шурупов с квадратной головкой

Характеристическое значение плотности однородной слоистой клееной древесины для класса прочности GL32h в соответствии с Таблицей 6.5 настоящего пособия будет равняться, $\rho_{g,k} = 430 \text{ кг/м}^3.$

Для шурупов с квадратной головкой прочность при растяжении, $f_{uk} = 400 \text{ Н/мм}^2.$

Б.4.5 Определение значений частных коэффициентов

В соответствии с Таблицей 6.1 настоящего пособия, для соединений значение частного коэффициента свойств материала $\gamma_M = 1,4.$

Согласно Таблице 3.1 в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 коэффициент для кратковременной нагрузки и условий эксплуатации 2, $k_{mod} = 0,9.$

Б.4.6 Определение прочности древесины при вдавливании

Характеристическое значение прочности $f_{h,0,k}$ древесины вдоль волокон при вдавливании в нее шурупа определяем по Формуле (8.32) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

$$f_{h,0,k} = 0,082 \times (1 - 0,01d) \rho_{g,k} = 32,4 \text{ Н/мм}^2.$$

Б.4.7 Определяем величину момента пластической деформации шурупа с квадратной головкой

Характеристическое значение момента пластической деформации шурупа с квадратной головкой определяем по Формуле (8.30) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{uk} d^{2,6} = 2,67 \times 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Б.4.8 Определение несущей способности при растяжении (выдергивании) шурупов в соединении

Характеристическое значение прочности $f_{ax,k}$ при выдергивании нарезанной части шурупа определяется по Формуле (8.40) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

$$f_{ax,k} = 3,6 \times 10^{-3} \cdot (\rho_{g,k})^{1,5} = 32,1 \text{ Н/мм}^2.$$

Характеристическое значение несущей способности соединения при растяжении $Fl_{ax,Rk}$ определяем из условия прочности при выдергивании шурупа из древесины.

$$Fl_{ax,Rk} = n^{0,9} [\pi \cdot d \cdot (l_{ef} - d)]^{0,8} \cdot f_{ax,k} = 4,84 \times 10^4 \text{ Н.}$$

Характеристическое значение несущей способности $F_{sax,Rk}$ при растяжении шурупа с квадратной головкой определяем из условия прочности стали при растяжении по СН РК EN 1993-1-8:2006/2011.

$$F_{sax,Rk} = n \cdot f_{uk} \cdot [\pi \cdot (0,7 \cdot d)^2 / 4] = 3,94 \times 10^4 \text{ Н.}$$

За характеристическое значение несущей способности соединения при растяжении шурупа принимаем меньшее значение из $Fl_{ax,Rk}$ и $F_{sax,Rk}$, т.е. $F_{ax,Rk} = F_{sax,Rk} = 3,94 \times 10^4 \text{ Н.}$

Расчетное значение несущей способности соединения при растяжении определяем по формуле:

$$F_{ax,Rd} = \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot F_{ax,k} = \frac{0,9}{1,4} \times 3,94 \times 10^4 = 2,53 \times 10^4 \text{ Н}$$

Б.4.9 Определение несущей способности шурупов от сдвигающей составляющей

При определении несущей способности соединения кронштейна с деревянной балкой пролетного строения моста от действия сдвигающего усилия, необходимо установить, к какому виду по толщине пластины следует отнести односрезное соединение «сталь-древесина». Для этого определим величину отношения $t_1/d = 8/8 = 1$. Поскольку отношение $t_1/d = 1$ и допуск на отверстие в стальной пластине кронштейна меньше $0,1d$, то стальную пластину в соединении «сталь-древесина» следует принимать толстой пластиной.

Для соединения «сталь-древесина» с шурупами с квадратной головкой с одной плоскостью сдвига, характеристическое значение несущей способности в плоскости сдвига равно наименьшему из Формулы (8.10) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

Определим глубину t_1 проникновения (анкеровки) шурупа.

$$t_1 = l_{screw} - t_1 = 122 \text{ мм.}$$

Тогда согласно Формуле (8.10) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011:

- для формы разрушения (с)

$$F_{v,Rd(c)} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d = 3,16 \times 10^4 \text{ Н};$$

- для формы разрушения (d)

$$F_{v,Rd(d)} = f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 4,23 \times 10^4 \text{ Н};$$

- для формы разрушения (e)

$$F_{v,Rd(e)} = 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} = 1,59 \times 10^4 \text{ Н}.$$

В соответствии с требованиями п. 8.2.2(2) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 при определении характеристических значений несущей способности шурупов в Формулы (8.10) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 слагаемое $F_{ax}/4$ принимается равным нулю. Тогда:

- для формы разрушения (d)

$$F_{v,Rd(dd)} = 2 \cdot f_{h,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] = 6,49 \times 10^4 \text{ Н};$$

- для формы разрушения (e)

$$F_{v,Rd(ee)} = 2 \times 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,k} \cdot d} = 1,21 \times 10^4 \text{ Н}.$$

На основании выполненных расчетов, характеристическое значение несущей способности в плоскости сдвига по шурупу с квадратной головкой будет равно:

$$F_{v,Rd} = \min(F_{v,Rk(c)}, F_{v,Rk(d)}, F_{v,Rk(e)}, F_{v,Rk(dd)}, F_{v,Rk(ee)}) = 1,21 \times 10^4 \text{ Н}$$

Согласно п. 8.5.1.1(4) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011 определяем расчетное количество шурупов с квадратной головкой по линии вдоль волокон, n_{ef} :

$$n_{ef} = \min \left[\frac{n}{2}, \left(\frac{n}{2} \right)^{0,9} \cdot \left(\frac{a_1}{13d} \right)^{0,25} \right] = 1,75.$$

Определяем расчетное значение несущей способности соединения от сдвига, учитывая, что в соединении имеется два ряда шурупов с квадратной головкой.

$$F_{v,Rd} = \frac{2 \cdot n_{ef} \cdot k_{mod} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_M} = \frac{2 \times 1,75 \times 0,9 \times 1,21 \times 10^4}{1,4} = 2,72 \times 10^4 \text{ Н.}$$

Расчетное усилие в поперечном направлении, действующее на соединение $F_{v,d} = 1,06 \times 10^4 \text{ Н}$, т.е условие выполняется.

Б.4.10 Проверим несущую способность соединения от совместного действия на шурупы усилий сдвига и выдергивания

Данную проверку выполняем с использованием Формулы (8.28) в СН РК EN 1995-1-1:2008/2011.

$$\left(\frac{F_{ax,d,max}}{F_{ax,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,d,max}}{F_{v,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{1,061 \times 10^4}{2,53 \times 10^4} \right)^2 + \left(\frac{1,061 \times 10^4}{2,72 \times 10^4} \right)^2 = 0,33.$$

Поскольку значение 0,33 меньше 1, то несущая способность соединения достаточна для восприятия усилий, действующих в узле.

Б.4.11 Выполнение усталостной проверки соединения

Для определения необходимости выполнения усталостной проверки соединения руководствуются требованиями п. А.1 в СН РК EN 1995-2:2008/2011 от действия в соединении максимальных и минимальных расчетных значений нагрузки $F_{ax,d,max}$, $F_{v,d,max}$, $F_{ax,d,min}$, $F_{v,d,min}$.

Определение минимальных значений расчетных нагрузок:

- осевая нагрузка, действующая на соединение, $F_{ax,d,min} = F_{d,min} \cdot \sin(45^\circ) = 7,07 \text{ кН}$.
- поперечная нагрузка, действующая на соединение, $F_{v,d,min} = F_{d,min} \cdot \cos(45^\circ) = 7,07 \text{ кН}$.

Определение расчетного значения несущей способности соединения при расчете на усталость от растяжения и сдвига выполняется с учетом требований п. А.1 в СН РК EN 1995-2:2008/2011 и требований п. 2.4.3(1)Р в СН РК EN 1995-2:2008/2011 по формулам:

$$F_{ax,Rd,fat} = \frac{k_{mod}}{\gamma_{M,fat}} \cdot F_{ax,k} = \frac{1}{1,0} \times 3,94 \times 10^4 = 3,94 \times 10^4 \text{ Н,}$$

$$F_{v,Rd,fat} = \frac{2 \cdot n_{ef} \cdot k_{mod} \cdot F_{v,Rk}}{\gamma_{M,fat}} = \frac{2 \times 1,75 \times 1,0 \times 1,21 \times 10^4}{1,0} = 4,23 \times 10^4 \text{ Н,}$$

где k_{mod} – коэффициент модификации при расчете на усталость принимается равным 1;

$\gamma_{\text{M,fat}}$ – коэффициент свойств материала при расчете на усталость принимается равным 1 согласно Таблице 6.1 настоящего пособия.

Определение значений коэффициента k для соединения:

– от действия максимальных и минимальных нагрузок растяжения;

$$k_t = \frac{|F_{\text{ax,d,max}} - F_{\text{ax,d,min}}|}{F_{\text{ax,Rd,fat}}} = \frac{|1,61 \times 10^4 - 0,707 \times 10^4|}{3,94 \times 10^4} = 0,23;$$

– от действия максимальных и минимальных нагрузок сдвига;

$$k_v = \frac{|F_{\text{v,d,max}} - F_{\text{v,d,min}}|}{F_{\text{v,Rd,fat}}} = \frac{|1,61 \times 10^4 - 0,707 \times 10^4|}{4,23 \times 10^4} = 0,21.$$

Поскольку значения коэффициентов k_t и k_v меньше 0,4, то согласно требованиям Пункта А.1(3) СН РК EN 1995-2:2008/2011 усталостную проверку выполнять не требуется.

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Pletz E., Calil C., Lahr F.A.R., Dias A.A.: Design and Construction of Brazils first Cable StayendLaminated Timber Footbridge. LABSE Symposium. "Metropolitan Habitats and Infrastructure". Szanghai. September 2004. pp. 398 – 399.
2. Kubiak M., Schiermeyer V., Tadla J.: Połączenie doskonałe – drewno I stał jako materiały do budowy mostów. Bezpieczne Drogi 10/2005 s. 27 – 30.
3. Jurewicz W.: Wrocław – dwa żywioły – two elements – zwei elemente. Wydawnictwo MAWI. Wrocław 2005.
4. Usuki S., Komatsu K.: Two Timber Road Bridges. Structural Engineering International. Vol. 8. February 1998. pp. 23 – 24.
5. Pischl R, Schickhofer G.: The Mur River Wooden Bridge, Austria. Structural Engineering International. Vol. 3. November 1993. pp. 217 – 219.
6. Gustafsson M.: Two Timber Footbridges, Sweden. Structural Engineering International. Vol. 3. May 1993. pp. 75 – 76.
7. Rantakokko T., Salokangas L.: Desing of the Vihantasalmi Bridge, Finland. Structural Engineering International. Vol. 10. August 2000. pp. 150 – 152.
8. Biliszczuk J., Bień J., Maliszewicz P.: Mosty z drewa klejonego. WKL. Warszawa 1988.
9. Furtak K.: Mosty drewniane. Politechnika Krakowska. Kraków 2002.
10. Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC) Ministry of Transportation of Ontario, Downsview, ON, Canada.
11. American Association of State and Highway Officials (AASHTO). Standard Specification for the Design of Stress-Laminated Wood Decks. Washington D.C. USA.
12. American Institute of Timber Construction (AITC). 1996. Standard specifications for structural glued laminated timber of hardwood species. AITC 119-96. Englewood, CO, USA.
13. Tommola J., Jutila A.: Analysis of Wood-Concrete Composite Girder with Discrete Shear Cnnectors. IABC Conference. "Innovative Wooden Structures and Briges". Lahti, Finland. August 2001. pp. 489 – 494.
14. Amadio C., Ceccotti A., DiMarco R., Fragiaco M.: Influence of Rheological phenomena in Timber – Concrete Composite Beams. IABCE Conference. "Innovative Wooden Structures and Briges". Lahti, Finland. August 2001. pp. 525 – 530.
15. Bachman H.: Vibration problems in structures. Basel, Switzerland. Birkhäuser 1995.
16. Hamm P.: Vibrations of wooden footbridges induced by pedestrians and mechanical exciter. Paris 2002.
17. Pedrazzi G., Beltrami C.: Design of long span timber footbridge. Paris 2002.
18. СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы. 1991.

УДК 624.0

МКС 91.080.01

Ключевые слова: деревянные конструкции, проектирование, мосты

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 05-02.1-2012

**КӨПРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ.
АҒАШ КӨПРЛЕР БӨЛІМІ**

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 05-02.1-2012

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ. ЧАСТЬ.
ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная