

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

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

**СЕЙСМИКАҒА ТӨЗІМДІ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ
ЖОБАЛАУ. 2-БӨЛІМ. КӨПРЛЕР.
СЕЙСМИКАЛЫҚ ОҚШАУЛАЙТЫН ҚҰРЫЛҒЫЛАРЫ
БАР КӨПРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ
КОНСТРУКЦИЙ. ЧАСТЬ 2. МОСТЫ.
ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ С
СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИМИ
УСТРОЙСТВАМИ**

**ҚР НТҚ 08-02.1-2013
НТП РК 08-02.1-2013**

**Ресми басылым
Издание официальное**

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

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

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

- 1 ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, «АЗДИ» 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 БЕКІТІЛГЕН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН:** 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 ОРНЫНА:** Алғашқы рет

ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», ТОО «АЗДИ»
- 2 ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
- 3 УТВЕРЖДЕН 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 г. № 156-НҚ с 1 июля 2015 года
- 4 ВЗАМЕН:** Впервые

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатысыз 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.....	VI
1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР.....	1
1.1 Қолдану саласы	1
1.2 Нормативтік сілтемелер.....	2
1.3 Терминдер мен анықтамалар	2
1.4 Символдар және шартты белгілер.....	7
1.5 Халықаралық бірліктер жүйесі БЖ.....	9
2 НЕГІЗГІ ТАЛАПТАР ЖӘНЕ СӘЙКЕСТІК КРИТЕРИЙЛЕРІ.....	9
2.1 Есептік сейсмикалық әсер ету.....	9
2.1.1 Сейсмикалық әсер етудің негізгі көрінісі.....	9
2.2 Негізгі талаптар	11
2.2.1 Жалпы ережелер.....	11
2.2.2. Бұзылулардың болмауы бойынша талап (критикалық шекті күйі).....	11
2.2.3 Зақымдануларды (залалды) барынша азайту бойынша талаптар	12
2.3 Сәйкестік критерийі	12
2.3.1 Жалпы ережелер.....	12
2.3.2 Сейсмикалық әсер ету кезінде құрылыстың бет алыс түрлері.....	12
2.3.2.1 Жалпы ережелер.....	12
2.3.2.2 Икемділік әрекеті.....	13
2.3.2.3 Шектеулі икемді әрекеті.....	14
2.3.3 Беріктікті тексеру.....	15
2.3.4 Көтергіш қабілеттігін тексеру.....	15
2.3.5 Қосылыстар - Жылжуды бақылау - Конструкциялау.....	15
2.3.5.1 Тиімді қаттылық-Есептік сейсмикалық әсер кезіндегі орын ауыстыру.....	15
2.3.5.2 Қосылыстар.....	17
2.3.5.3 Жылжуды бақылау – Конструкциялау.....	18
2.3.6 Жеңілдетілген критерий.....	19
2.4 Жобалау тұжырымдамалары.....	19
3 СЕЙСМООҚШАУЛАУ ТҰЖЫРЫМДАМАСЫ ЖӘНЕ СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ҚҰРЫЛҒЫЛАРҒА ҚОЙЫЛАТЫН ТАЛАПТАР	21
3.1 Жалпы ережелер.....	21
3.2 Сейсмооқшаулаудың негізгі тұжырымдамасы.....	21
3.3 Сәйкестік критерийі	22
3.4 Арналуы және сейсмооқшаулағыш құрылғыларға қойылатын талаптар	23
4 СЕЙСМИКАЛЫҚ ӘСЕРІ	23
4.1 Құрылыстың сейсмикалық төзімділігін есептеу үшін қажетті сейсмикалық әсерлер кезіндегі топырақ беті қозғалысының сипаттамалары	23

4.2. Реакциялардың (жауаптардың) спектрлері	25
4.3 Серпімді талдауға арналған есептік спектрлер.....	29
4.4 Уақытша аумақта сейсмикалық әсерлерді ұсыну.....	30
5 СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ҚҰРЫЛҒЫЛАР.....	31
5.1 Заманауи сейсмооқшаулағыш құрылғылардың негізгі түрлері.....	31
5.2 Резеңке-металл эластомерлі тірек бөліктері.....	32
5.3 Демпфирлеу коэффициенті аз табиғи немесе синтетикалық резеңкеден жасалған тірек бөліктері	32
5.4 Демпфирлеу коэффициенті жоғары табиғи резеңкеден жасалған тірек бөліктері	33
5.5 Қорғасын өзегі бар резеңке-металл тірек бөліктері (демпфирлеу коэффициенті төмен табиғи немесе синтетикалық резеңкеден жасалған).....	34
5.6 Резеңке-металл тірек бөліктерінің есептік сипаттамалары	37
5.7 Фрикциялық тірек бөліктері.....	42
5.8 Фрикциялық-маятникті сейсмооқшаулағыш тірек бөліктер.....	44
6 СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ҚҰРЫЛҒЫЛАРДЫҢ МАТЕМАТИКАЛЫҚ МОДЕЛЬДЕРІ.....	47
6.1 Табиғи немесе синтетикалық резеңкеден жасалған резеңке-металл тірек бөліктерінің сызықтық математикалық моделі	47
6.2 Гистерезистің бисызықты ілмегін қолдану арқылы резеңке-металл тірек бөліктерінің сызықтық сипаттамаларын анықтау әдістемесі	48
6.3 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің математикалық моделі.....	50
6.4 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің механикалық моделі.....	51
6.5 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің сызықтық моделі.....	53
6.5.1 Дәріптелген гистерезис ілмегі.....	53
6.5.2 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің эквивалентті сызықтық сипаттамалары	53
6.6 Фрикциялық тірек бөлігінің механикалық-математикалық моделі.....	54
7 ДЕМПФИРЛЕУШІ ҚҰРЫЛҒЫЛАР.....	54
7.1 Жалпы мәліметтер	54
7.2 Конструкцияның демпфирлеуші қасиеттері	55
7.3 Демпфирлеуші құрылғылардың түрлері.....	56
7.3.1 Гидравликалық демпферлер.....	56
7.3.2 Тұтқыр-серпімді демпферлер.....	58
7.3.3 Металдың аққыштығын қолданатын демпферлер.....	59
7.3.4 Металдың бетонмен ұстаспайтын болатбетонды қиғаш тіреулері.....	61
8 МОДЕЛЬДЕУ ЖӘНЕ СЕЙСМООҚШАУЛАНҒАН КӨПІРЛЕРДІ ЕСЕПТЕУ ӘДІСТЕРІ	62
8.1 Жалпы ережелер.....	62
8.2 Есептеу әдістерін қолдану шарттары	63
8.3 Есептеу әдістері	64
8.3.1 Негізгі ауытқу түрін қолданатын спектральды әдіс	64
8.3.2 Мультимодаьды спектральды талдау	67
8.4 Уақытша аумақта есептеу	68

8.5 Сейсмикалық әсер етудің тік құраушысы	68
8.6 Сейсмооқшауланған конструкцияларды модельдеу мысалдары	69
8.6.1 Серпімді тұтқыр сейсмооқшаулағыштарда аралық құрылысы бар көпір....	69
8.6.2 Демпфирлеуші элементтердің конструкцияның сейсмикалық әсер ету реакцияларына ықпалын бағалау	71
8.7 Топырақты негізі бар тіректердің әрекеттесуін модельдеу.....	72
9 КӨПІРЛЕРГЕ АРНАЛҒАН СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ҚҰРЫЛҒЫЛАРҒА	
ҚОЙЫЛАТЫН ТАЛАПТАР	73
9.1 Жалпы ережелер.....	73
9.2 Бұзылулардың болмауы бойынша талап (критикалық шекті күйі)	74
9.3 Зақымдануларды (залалды) барынша азайту бойынша талаптар	74
9.4 Оқшаулағыш жүйеге қойылатын арнайы талаптар	74
9.4.1 Көлденең бағыттағы қалпына келтіретін қабілеті	74
9.4.2 Сейсмооқшаулағыш құрылғыда көлденең орын ауыстыруларды шектеу	78
9.5 Соққы жүктемесін беретін құрылғыларға қойылатын талаптар	78
10 СЕЙСМООҚШАУЛАНҒАН КОНСТРУКЦИЯНЫҢ СЕНІМДІЛІГІН	
ТЕКСЕРУ	80
10.1 Есептік сейсмикалық әсер ету.....	80
10.2 Кеңістіктегі сейсмикалық әсерлерді өзгертуді есепке алу	80
10.3 Сейсмооқшаулағыш жүйе	83
10.4 Сабқұрылым және субқұрылым	86
11 СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ТІРЕК БӨЛІКТЕРІНІҢ ЕСЕПТІК	
СИПАТТАМАЛАРЫНЫҢ ӨЗГЕРГІШТІГІН ЕСЕПКЕ АЛУ	88
11.1 Есептік сипаттамаларының өзгеруін тудыратын факторлар	88
11.2 Есептік сипаттамаларының өзгерулерін бағалау	89
12 СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ҚҰРЫЛҒЫЛАРДЫҢ ЕСЕПТІК СИПАТТАМАЛАРЫН	
ТӘЖІРИБЕЛІ ТҮРДЕ БАҒАЛАУ БОЙЫНША ҰСЫНЫСТАР	90
.....	
12.1 Жалпы ережелер.....	90
12.2 Қолдану саласы	90
12.3 Тәжірибелі үлгілерді сынау	91
12.3.1 Жалпы ережелер.....	91
12.3.2 Сынаулардың реттілігі	91
12.3.3 Сейсмооқшаулағыш құрылғылардың сипаттамаларын анықтау.....	92
12.3.3.1 «Күш – орын ауыстыру» тәуелділік параметрлері.....	92
12.3.3.2 Демпфирлеу сипаттамалары	93
12.3.3.3 Жүйенің адекваттығы	93
12.4 Тозуға сынау және температуралық әсерлері	94
12.4.1 Тозуын және қажуын сынау	94
12.4.2 Төменгі температура кезіндегі сынау	94

ҚР НТҚ 08-02.1-2013

13 СЕЙСМИКАЛЫҚ ӘСЕР ЕТУЛЕР КЕЗІНДЕ СЕЙСМООҚШАУЛАНҒАН КӨПІРЛЕРДІҢ ІРГЕЛЕС АРАЛЫҚ ҚҰРЫЛЫСТАРЫНЫҢ МАКСИМАЛДЫ ҚОЗҒАЛУЫН БАҒАЛАУ	95
13.1 Кіріспе ескертулер	95
13.2 Көпірлердің аралық құрылыстарының максималды орын ауыстыруының салыстырмалы спектрлері.....	95
13.3 Қорытынды	97
А ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ҚҰРЫЛҒЫЛАРДЫ ҚОЛДАНҒАН КЕЗДЕ ҚҰРЫЛЫСТЫҢ СЕЙСМИКАЛЫҚ ӘСЕРЛЕРГЕ РЕАКЦИЯСЫ	98
Б ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) ТОПЫРАҚТЫҢ АУЫТҚУЫН ҮДЕТУ ФУРЬЕ СПЕКТРЛЕРІ	103
В ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) НЕГІЗГІ АУЫТҚУ ТҮРІН ҚОЛДАНУ АРҚЫЛЫ КӨПІРЛЕРДІ СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШСЫЗ СПЕКТРАЛЬДЫ ӘДІСПЕН ЕСЕПТЕУ МЫСАЛДАРЫ	107
Г ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) АУЫТҚУДЫҢ НЕГІЗГІ ПІШІМДЕРІН ҚОЛДАНАТЫН СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШТАРЫ ЖОҚ ЖӘНЕ СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШТАРЫ БАР КӨПІРЛЕРДІ ЕСЕПТЕУ МЫСАЛДАРЫ	115
Д ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық) НЕГІЗГІ АУЫТҚУ ТҮРІН ҚОЛДАНУ АРҚЫЛЫ САЛЫСТЫРМАЛЫ ОРЫН АУЫСТЫРУ СПЕКТРЛЕРІН САЛУ МЫСАЛЫ	144
БИБЛИОГРАФИЯ.....	146

КІРІСПЕ

Осы нормативтік-техникалық құралды (НТҚ) «Қазақ құрылыс және сәулет ғылыми-зерттеу институты» акционерлік қоғамы («ҚазҚСҒЗИ» АҚ) дайындады.

Осы нормативтік-техникалық құралында келесілер берілген:

- ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 «Сейсмикалық төзімді конструкцияларды жобалау. 2-бөлім. Көпірлер» және ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 «Сейсмикалық төзімді конструкцияларды жобалау. 1-бөлім. Жалпы ережелер, сейсмикалық әсерлері және ғимаратқа арналған ережелер» 1-3-бөлімдеріндегі сейсмикалық аймақтардағы көпір құрылыстарын жобалау қағидаларына және ережелеріне негізделген ережелер;

- жобалау барысында ҚР ҚН EN 1998-1:2004/20012 1-3-бөлімдерінің және ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/20012 7-бөлімнің ережелерін іс жүзінде қолдануды суреттейтін мысалдар.

Осы нормативтік-техникалық құралын әзірлеу барысында ҚР ҚН EN 1997-1:2004/2011 «Геотехникалық жобалау. 1-бөлім. Жалпы ережелер» және ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 «Сейсмикалық төзімді конструкцияларды жобалау. 5-бөлім. Іргетастар, тіреу қабырғалары және геотехникалық аспектілер» алынған кейбір сәйкесінше ережелер ескерілді.

Мәтіні осы құралдың кестелері мен тармақтарына ұқсас ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 бөлімдерінің кестелері мен тармақтарының нөмірлері құралдың кестелері мен тармақтарының нөмірлерінің жанында шаршы жақшаларда көрсетілген.

Осы құралда сілтемелер жасалған басқа ҚР ҚН EN кестелері мен тармақтарының нөмірлері құралдың сәйкесінше тармақтарының мәтінінде көрсетілген.

Осы нормативтік-техникалық құралы жобалау ұйымдарының инженер-техникалық қызметкерлеріне, жоба өніміне тапсырыс берушілерге, ғылыми қызметкерлерге, жоғары оқу орындарының оқытушылары мен студенттеріне арналған.

Осы нормативтік-техникалық құралы Қазақстан Республикасының нормативтік құжаты ретінде ерікті негізде әрекет етуге енгізілген.

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ

НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

**СЕЙСМИКАҒА ТӨЗІМДІ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ. 2-БӨЛІМ.
КӨПІРЛЕР. СЕЙСМИКАЛЫҚ ОҚШАУЛАЙТЫН ҚҰРЫЛҒЫЛАРЫ БАР
КӨПІРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ****ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ. ЧАСТЬ 2.
МОСТЫ. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ С СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИМИ
УСТРОЙСТВАМИ**

Енгізілген күні 2015-07-01

1 ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР**1.1 Қолдану саласы**

1.1 Осы нормативтік-техникалық құрал (бұдан әрі – әдеттегідей, Құрал немесе НТҚ) ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 «Сейсмикалық төзімді конструкцияларды жобалау. 1-бөлім. Жалпы ережелер, сейсмикалық әсерлері және ғимаратқа арналған ережелер», ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 «Сейсмикалық төзімді конструкцияларды жобалау. 2-бөлім. Көпірлер» және ҚР НТҚ 08-01.1-2012 «Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Бөлім. Жалпы ережелер. Сейсмикалық әсерлер» талаптарына сәйкес дайындалған және Қазақстан Республикасының сейсмикалық аймақтарында сейсмооқшаулағыш құрылғылары бар көпір құрылыстарын жобалау және салу кезінде қолдануға арналған.

1.2 Осы НТҚ көпірлерге арналған жаңа сейсмооқшаулағыш құрылғылардың конструкциялары және еуропалық нормаларға сәйкес оларға қойылатын талаптар берілген.

1.3 Көпір құрылыстарын есептеу үшін инженерлік құрылыстарды, соның ішінде сейсмооқшаулағыш конструкцияларды сейсмикалық төзімділігін кең таралған есептеу әдісі болып табылатын жауап спектрлерінің әдісі, сол сияқты сызықты емес сипаттамалары бар конструкцияларды есептеуге мүмкіндік беретін уақытша аумақта есептеу әдістері қабылданған.

1.4 Құралдарда көпірлердің сейсмикалық төзімділігін есептеу қарастырылады, мұнда сейсмикалық көлденең әсер ең алдымен аралық құрылыс конструкциясын ұстап тұратын тік немесе жалпы тік тірек жүйелерінен тұратын жұмысын иіліп тұрып атқаратын көпірлердің тіректеріне немесе тіреулеріне беріледі.

ЕСКЕРТПЕ Осы НТҚ аспалы, ағаш, тас және қалқыма көпірлерге таратылмайды.

1.2 Нормативтік сілтемелер

Осы нормативтік-техникалық құралды қолдану үшін келесі нормативтік құжаттардың және стандарттардың сілтемелері қажет:

ҚР ҚН EN 1990	Қазақстан Республикасының құрылыс нормалары. Құрылыстық жобалау негіздері.
ҚР ҚН EN 1991	Қазақстан Республикасының құрылыс нормалары. Көтергіш конструкцияларға әсері.
ҚР ҚН EN 1992	Қазақстан Республикасының құрылыс нормалары. Темірбетон конструкцияларды жобалау.
ҚР ҚН EN 1993	Қазақстан Республикасының құрылыс нормалары. Болат конструкцияларды жобалау.
ҚР ҚН EN 1994	Қазақстан Республикасының құрылыс нормалары. Болаттемірбетон конструкцияларды жобалау.
ҚР ҚН EN 1997	Қазақстан Республикасының құрылыс нормалары. Геотехникалық жобалау.
ҚР ҚН EN 1998	Қазақстан Республикасының құрылыс нормалары. Сейсмикалық төзімді конструкцияларды жобалау.
ҚР НТҚ 08-01.1-2012 (ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012)	Сейсмикалық төзімді ғимараттар мен құрылыстарды жобалау. Бөлім. Жалпы ережелер. Сейсмикалық әсер етулер.
EN ISO 9001:2008	Сапамен басқару жүйесі. Талаптар. ӨЖ бірліктері және олардың еселік және үлестік және кейбір басқа бірліктерін қолдану бойынша ұсыныстар.
ҚР СТ EN 1337-2-2011	Құрылыс конструкцияларының тіректері. 2-бөлім. Сырғанау элементтері.
ҚР СТ EN 1337-3-2011	Құрылыс конструкцияларының тіректері. 3-бөлім. Эластомер тіректері.
ҚР СТ 15129-2012	Сейсмикаға қарсы құрылғылар.

ЕСКЕРТПЕ Осы құрылыс нормаларын пайдаланғанда, ақпараттық «Қазақстан Республикасы аумағында қолданылатын сәулет, қала құрылысы мен құрылыс саласындағы нормативтік құқықтық және нормативтік-техникалық актілердің тізілімі», «Қазақстан Республикасының стандарттау бойынша нормативтік құжаттарының көрсеткіші» және ағымдағы жылдың жай-күйіне қарай жыл сайын құрастырылатын «Мемлекетаралық нормативтік құжаттардың көрсеткіші» бойынша сілтеме құжаттардың әсерін тексерген жөн. Егер сілтеме құжат ауыстырылатын (өзгертілетін) болса, осы нормативтерді пайдаланғанда, ауыстырылған (өзгертілген) құжатты басшылыққа алу қажет. Егер сілтеме құжат ауыстырылмай алынып тасталса, оған сілтеме жасалған ереже осы сілтемеге қатысты емес жағынан қолданылады.

1.3 Терминдер мен анықтамалар

1.3.1 Көтергіш қабілеті бойынша есептеу: Иілімді топсалардың болжамды конфигурациясын қамтамасыз ететін әртүрлі конструктивтік элементтердің белгілі

орнықтылық баспалдақтарын алу мақсатында және морт сынуының алдын алу үшін иілімділік әрекетін ескере отырып құрылысты жобалау барысында қолданылатын есептеу процедурасы.

1.3.2 Иілімді элементтер: Иілімді топсалардың пайда болуы арқылы энергияны ыдыратуға қабілетті элементтер.

1.3.3 Иілімді конструкция: Иілімді деформациялардың немесе басқа механизмдердің аймақтарының пайда болу есебінен оған түсетін энергияның елеулі көлемін ыдырата алатын күшті сейсмикалық әсердегі конструкция.

1.3.4 Икемділіктің шектеулі режимі: Есептік сейсмикалық әсерлер кезінде иілімді топсалардағы энергияны өте ыдыратпайтын көпірлердің әрекетінің сейсмикалық режимі.

1.3.5 Оң байланыс: Сейсмикалық байланыстармен жүзеге асырылатын қосылыс.

1.3.6 Сейсмикалық оқшаулау: Сейсмикалық реакцияларды (күштерді және/немесе орын ауыстыруларды) азайтуға арналған арнайы оқшаулағыш құрылғылары бар көпір конструкциялары.

1.3.7 Сейсмикалық әсерлер кеңістігіндегі өзгеру: Көпірдің әртүрлі тіректерінде топырақтың қозғалысы ерекшеленетін жағдайлар және осылайша, сейсмикалық әсер бір нүктенің қозғалу сипаттамаларымен анықталмайды.

1.3.8 Сейсмикалық әрекеті: Конструкцияның жалпы жүктемесінен орын ауыстыру қатынасына байланысты есептік сейсмикалық әсерлер кезіндегі көпірдің әрекеті икемді немесе шектеулі икемді/өте серпімді болуы мүмкін.

1.3.9 Сейсмикалық байланыстар: Сейсмикалық әсердің бір бөлігі немесе барлығы берілетін шектеуіштер. Тірек бөліктерімен комбинацияда қолданылады, белгілі икемділігі болуы мүмкін, осының салдарынан байланыстар тек есептік сейсмикалық әсерді арттырған жағдайда ғана жұмысқа қосылады.

1.3.10 Аражабынның (бүгілген жердің) минималды шамасы: тірелетін элементтің ішкі жиегі және ұстап тұратын элементтің сыртқы жиегі арасындағы минималды арақашықтық түріндегі қорғану шарасы. Аражабынның минималды шамасы төтенше сейсмикалық әсерлер кезінде тіректердің тиісті түрде жұмыс істеуін қамтамасыз етуі тиіс.

1.3.11 Есептік сейсмикалық орын ауыстыру: Есептік сейсмикалық әсерден туындаған орын ауыстыру.

1.3.12 Есептік сейсмикалық әсерлер барысындағы жалпы есептік орын ауыстыру: Критикалық немесе негізгі конструктивтік элементтерді қорғау мақсатында сәйкесінше саңылауларды анықтау үшін қолданылатын орын ауыстыру. Оған тұрақты немесе квазитұрақты әсердің ұзақ мерзімді әсерінен туындаған есептік сейсмикалық орын ауыстыру, сонымен қатар термальды орын ауыстырулармен туындаған белгілі жылжу үлесі кіреді.

1.3.13 Есептік модель: Конструкцияларды, немесе оның элементін талдау мақсатында қолданылатын конструктивтік жүйені дәріптеу.

1.3.14 Сенімділік: Көтергіш конструкцияның, немесе конструкцияның элементінің жобалық пайдалану мерзімі ішінде белгіленген талаптарға сәйкес келу қабілеттігі. Сенімділік, әдеттегідей, ықтимал шамалармен беріледі. Сенімділік көтергіш қабілеттігінің қорына, көтергіш конструкцияның пайдалану жарамдылығына және төзімділігіне таралады.

1.3.15 Көтергіш қабілеттігі: Құрылыс элементінің немесе істен шығу түрлеріне мысалы, иілу кедергісіне, бойлық иілу кедергісіне, созылу кедергісіне қатынасы бойынша элемент қимасының механикалық көрсеткіші.

1.3.16 Шекті күйлері: Арттырған жағдайда көтергіш конструкция жобалау нормаларының талаптарына жауап бермейтін күйлері.

1.3.17 Көтергіш қабілеттігінің шекті күйлері (ULS): Көтергіш конструкцияның бұзылуына және басқа істен шығу түрлеріне байланысты күйлері конструкцияның немесе оның элементінің максималды көтергіш қабілеттігіне сәйкес келеді.

1.3.18 Пайдалану жарамдылығының шекті күйлері (SLS): Арттырған жағдайда көтергіш конструкцияның немесе оның элементінің пайдалану жарамдылығының белгіленген талаптары орындалмайтын күйлері.

1.3.19 Пайдалану жарамдылығының қайтымсыз шекті күйлері: Ұзақ уақыт бойы арттыруды тудыратын негізгі әсерлерді жойғаннан кейін жоғары болып қалатын шекті күйлер.

1.3.20 Пайдалану жарамдылығының қайтымды шекті күйлері: Арттыруды тудыратын негізгі әсерлерді жойғаннан кейін жоғарыламайтын шекті күйлер.

1.3.21 Беріктік: Әдетте механикалық кернеу бірліктерінде көрсетілетін материалдың механикалық көрсеткіші.

1.3.22 Критикалық шекті күйлер: Конструкцияның (құрылыстың) бұзылуына немесе басқа істен шығу түрлеріне байланысты күйлері.

ЕСКЕРТПЕ Әдеттегідей, олар конструкцияның немесе оның элементінің максималды көтергіш қабілеттігіне сәйкес келеді.

1.3.23 Әсер етудің сипаттамалық мәні (F_k): Берілген статистикалық қамтамасыз етілуіне сәйкес келетін әсерлердің анықтаушы репрезентативтік мәні.

1.3.24 Есептік пайдалану мерзімі: Көтергіш конструкция өзінің функционалды арналуын сақтай отырып, күрделі жөндеусіз оны ұстап тұру бойынша қарастырылған шараларды ескерумен пайдаланылатын уақыт.

1.3.25 Есептік жағдайлар: Белгілі уақыт аралығы ішінде пайдаланудың нақты талаптарын ауыстыру ретінде қабылданатын және көтергіш конструкцияны жобалау барысында оның көрсеткіштерінің шекті күйлерден аспайтындығын белгілейтін талаптар қатары.

1.3.26 Тұрақты есептік жағдай: Көтергіш конструкцияны барлық пайдалану мерзімі ішінде анықтаушы болып табылатын жағдай қарапайым пайдалану талаптарына жатады.

1.3.27 Өтпелі есептік жағдай: Көтергіш конструкцияны пайдалану ұзақтығынан барынша аз уақыт аралығы ішінде, мысалы, құрылыс кезінде немесе жөндеуді жүргізу кезінде анықтаушы болып табылатын жағдай.

1.3.28 Апатты есептік жағдай: Көтергіш конструкция үшін төтенше жағдайларды, мысалы, өрт, жарылыс, соққы немесе жергілікті бұзылуды өзіне қосатын жағдай.

1.3.29 Сейсмикалық әсерлер кезіндегі есептік жағдай: Сейсмикалық әсер жағдайларында туындайтын көтергіш конструкцияда орын алатын жағдай.

1.3.30 Айнымалы әсердің комбинациялық мәні ($\psi_0 Q_k$): Статистикалық негізде әсер комбинацияларымен туындаған асып кету ықтималдығы шамамен жеке әсердің сипаттамалық мәнінің асып кету ықтималдығы сияқты болатындай етіп мүмкіндігінше таңдалған айнымалы әсердің мәні. Комбинациялық мәні айнымалы әсердің сипаттамалық мәнінің бөлігін ұсынады және сипаттамалық мәнді $\psi_0 \leq 1$ коэффициентіне көбейту арқылы анықталуы мүмкін.

1.3.31 Айнымалы әсердің жеке мәні ($\psi_1 Q_k$): Статистикалық негізде осы мән артқан кезде референтті кезең шектерінде оның әрекет етуінің жалпы уақыты референтті кезеңнің аз бөлігі болатындай немесе осы асып кетулердің жиілігі берілген мәнмен шектелетіндей етіп мүмкіндігінше таңдалған айнымалы әсердің мәні. Мәннің жиілігі айнымалы әсердің сипаттамалық мәнінің бөлігін ұсынады және сипаттамалық мәнді $\psi_1 \leq 1$ коэффициентіне көбейту арқылы анықталуы мүмкін.

1.3.32 Айнымалы әсердің квазитұрақты мәні ($\psi_2 Q_k$): Жалпы уақыт аралығы ішінде асып кетуі мүмкіндігін ескере отырып анықталған айнымалы әсердің мәні референтті уақыт кезеңінің көп бөлігін құрайды. Айнымалы әсердің сипаттамалық мәнінің бөлігі болып табылатын квазитұрақты мән сипаттамалық мәнді $\psi_2 \leq 1$ коэффициентіне көбейту арқылы анықталуы мүмкін.

1.3.33 Ілеспелі айнымалы әсердің мәні (ψQ_k): Әсерлер комбинациясында басыңқы әсерлермен қатар жүретін айнымалы әсердің мәні. Ілеспелі айнымалы әсердің мәні оның комбинациялық, жеке немесе квазитұрақты мәні болуы мүмкін.

1.3.34 Әсердің репрезентативті мәні (F_{rep}): Шекті күйі бойынша есептеу кезінде қолданылатын мән. Репрезентативті мән ретінде сипаттамалық мән (F_k) немесе «ілеспелі» мән (ψF_k) қабылдануы мүмкін.

1.3.35 Әсердің есептік мәні (F_d): Сипаттамалық мәнді $\gamma_F F_k$ жеке коэффициентке көбейту арқылы алынған әсер ету мәні.

1.3.36 Сейсмооқшаулағыш жүйе (сейсмооқшаулағыш жүйе): Сейсмооқшаулағыш қабатта сейсмооқшаулағышты қамтамасыз ету үшін қолданылатын компоненттер жүйесі.

1.3.37 Оқшауландырғыштар: Оқшаулау жүйесін түзетін элементтер. Әрбір оқшауландырғыш келесі бір немесе бірнеше қасиеттерге ие:

- тік жүктемені үлкен көлденең икемділікпен және үлкен тік қаттылықпен үйлесімде қабылдау қабілеттігіне;
- энергияны ыдырату қабілеттігіне (гистерезисті, тұтқыр, фрикциялық демпфирлеу);
- көлденең бағытта түрін қалпына келтіру қабілеттігіне;
- көлденең сейсмикалық емес жүктемелердің әсер етуі кезінде көлденең орын ауыстыруларды шектеу қабілеттігіне (жеткілікті серпімді қаттылық).

1.3.38 Сабқұрылым (төменгі құрылыс): Сейсмооқшаулағыш қабаттан төмен орналасқан тірек және тіреулерден тұратын конструкцияның бөліктері. Көлденең бағыттағы төменгі құрылыс элементтерінің иілгіштігі, әдеттегідей, есепке алынуы тиіс.

1.3.39 Суперқұрылым (жоғарғы құрылыс): Сейсмооқшаулағыш қабаттан жоғары орналасқан конструкцияның бөлігі. Көпірлерде бұл – аралық құрылыс деп аталады.

1.3.40 Тиімді қаттылық орталығы: Қатты конструкция түріндегі жоғарғы құрылысты модельдеу кезінде, бірақ оқшауландырғыштардың иілгіштігін және төменгі

құрылысты ескере отырып, анықталған сейсмооқшаулағыш қабаттың бетіндегі қаттылық орталығы.

1.3.41 Сейсмооқшаулағыш жүйені басты бағытта есептік орын ауыстыру (d_{cd}):

Есептік сейсмикалық әсерлер кезінде тиімді қаттылық ортасында төменгі құрылыстың жоғарғы жағы және жоғарғы құрылыстың төменгі жағы арасында (топыраққа қатысты) максималды орын ауыстыруы.

1.3.42 Оқшауландырғыштың i есептік орын ауыстыруы (d_{bi}):

Сейсмооқшаулағыш жүйенің есептік орын ауыстыруына сәйкес келетін оқшауландырғыштың орналасу нүктесінде жоғарғы құрылыстың төменгі құрылысқа қатысты орын ауыстыруы.

1.3.43 Оқшауландырғыштың i ұлғайтылған есептік орын ауыстыруы ($d_{bi,a}$): γ_{Is} сенімділік коэффициентіне көбейтілген оқшауландырғышты есептік орын ауыстыруы.

1.3.44 Сейсмооқшаулағыш элементтің i толық максималды орын ауыстыруы:

Ұлғайтылған есептік орын ауыстырудың, тұрақты әсерлер нәтижесінде туындаған орын ауыстырулардың қосындысы, жоғары құрылыстың ұзақ мерзімді деформациясы (бетон элементтерінің бастапқы кернеуі, шөгуді және жылжығыштығы), сонымен қатар температураның айырмасына байланысты 50 % орын ауыстыруы.

1.3.45 Негізгі бағыттағы сейсмооқшаулағыш жүйенің тиімді қаттылығы:

Сейсмооқшаулағыш қабаты арқылы есептік орын ауыстырулар кезінде жоғарғы құрылысқа берілетін жалпы көлденең күштің мәндерінің осы бағытқа (қиюшы қаттылық) есептік орын ауыстырудың абсолюттік мәніне қатынасы.

1.3.46 Тиімді кезең: Салмағы жоғарғы құрылыстың салмағына сәйкес келетін, ал қаттылығы сейсмооқшауланған жүйенің тиімді қаттылығына тең бір бос деңгейі бар қарастырылып отырған жүйе бағытындағы ауытқулар кезеңі.

1.3.47 Сейсмооқшаулағыш жүйенің тиімді демпфирленуі: Есептік орын ауыстыру кезінде циклді жүктеу уақытында сейсмооқшаулағыш жүйемен ыдырайтын энергияға сәйкес тұтқыр демпфирлеу коэффициентінің мәні.

1.3.48 Қарапайым әлсіз-демпфирлеуші эластомерлі тірек бөліктері: ҚР СТ EN 1337-3-2011 (Эластомерлі тіректер) сәйкес ламинирленген әлсіз-демпфирлеуші эластомерлі тірек бөліктері ҚР СТ EN 15129-2012 (Сейсмикаға қарсы құрылғылар). Талаптарына сәйкес келмейді

1.3.49 Арнайы эластомерлі тірек бөліктері: ҚР СТ EN 15129:2012 (Сейсмикаға қарсы құрылғылар) талаптарына сәйкес сыналған ламинирленген жоғары демпфирленген эластомерлі тірек бөліктері.

1.3.50 Сейсмооқшаулағыш қабат: Сабқұрылымды және суперқұрылымды бөлетін қабат, және оның шектерінде сейсмооқшаулағыш жүйе орналасқан.

1.3.51 Сейсмооқшаулағыш элементтер: Сейсмооқшаулағыш жүйені түзетін элементтер. Құралда қарастырылатын құрылғылар қабатты эластомерлі тірек бөліктерін, тұтқыр немесе фрикциялық демпферлерді, маятникті және басқа құрылғыларды ұсынады.

1.3.52 Акселерограмма: Топырақ қозғалысын жылдамдатуды сипаттайтын график түріндегі тәуелділік.

1.3.53 Құралды акселерограмма: Нақты жер сілкінісі кезінде құрал ретінде тіркелген (жазылған) акселерограмма.

1.3.54 Әрекет ету коэффициенті: Материалдың, конструктивтік жүйенің ерекшеліктерімен келісілген және жобалау әдістемесімен қабылданған құрылыстың сызықтық емес реакциясын есепке алу мақсатында сызықтық есептеу нәтижесінде алынған күштерді азайту үшін жобалау барысында қолданылатын коэффициент.

1.3.55 Жауапкершілік коэффициенті: Құрылыстың істен шығу салдарларын ескеретін коэффициент.

1.3.56 Негіз: Құрылыспен өзара әрекет ететін топырақ массивінің бөлігі.

1.3.57 Қағидалары: ҚР ҚН EN 1998 және басқа ҚР ҚН EN берілген қағидаларға эквивалентті жоқ жалпы анықтау ережелері, сонымен қатар, талаптарды немесе егер басқасы арнайы аталмаса, эквивалентті жоқ аналитикалық модельдері кіреді.

1.3.58 Ереже: Қағидаларға сәйкес тұратын және олардың талаптарын орындауды қамтамасыз ететін жалпы танылған ережелер.

1.3.59 Сейсмикалық есептік жағдай: Сейсмикалық әсерлер кезінде құрылыс үшін ерекше талаптарды ескеретін есептік жағдай.

1.3.60 Сейсмикалық әсері: Жер сілкіну кезінде топырақтың қозғалуынан туындаған әсер.

1.3.61 Сейсмооқшауланған құрылыс: Сейсмооқшаулағыш жүйемен жабдықталған құрылыс.

1.3.62 Серпімді реакциялар спектрі: Жеке кезеңдер (жиіліктер) функциясы және осцилляторларды демпфирлеу параметрі ретінде құрылған берілген акселерограмма әсерлері кезінде сызықтық-серпімді осцилляторлардың тербелмелі жүйесінің максималды реакцияларының (үдетулерде, жылдамдықтарда немесе орын ауыстырулар) абсолюттік мәндерінің жиынтықтығын ұсынатын график.

1.3.63 Әсерлер тиімділігі: Конструкция элементтеріне әсер ету нәтижесі (мысалы, ішкі күштер, моменттер, кернеу, деформация) немесе әсерлерден туындаған барлық құрылыстың реакциясы (мысалы, майысулар, бұрылыстар).

1.4 Символдар және шартты белгілер

γ_I – жауапкершілік коэффициенті;

$a_{gr(475)}$ – 475 жыл қайталанатын референтті кезеңге сәйкес келетін ІА типті топырақ жағдайлары үшін шекті үдету;

$a_{gr(2475)}$ – 2475 жыл қайталанатын референтті кезеңге сәйкес келетін ІА типті топырақ жағдайлары үшін шекті үдету;

q – әрекет ету коэффициенті;

d_E – есептік сейсмикалық әсерлер кезіндегі есептік сейсмикалық орын ауыстыру;

d_{Ee} – сызықтық есептеу кезіндегі сейсмикалық орын ауыстыру;

μ_d – орын ауыстыру үшін созылымдылық көрсеткіші;

– динамикалық үйкеліс коэффициенті

η – демпфирлеу бойынша түзету коэффициенті;

T – қарастырылып отырған бағыттағы негізгі тербелу түрінің кезеңі;

T_C – спектральды үдету графигінің тұрақты учаскесіндегі кезеңнің максималды мәні;

d_{Ed} – есептелетін элементтің ұштарының салыстырмалы көлденең жылжуы;

d_G – ұзақ уақыт бойы тұрақты және квазитұрақты әсерлерден туындаған ығысу;

- d_T – температураның өзгерулерінен туындаған ығысу;
- ψ_2 – жылу әсерлерінің квазитұрақты мәні үшін үйлесімділік коэффициенті;
- d_g – топырақты көлденеңінен ығыстырудың есептік мәні;
- a_g – топырақ күштерінің ІА түрі үшін есептік үдеу;
- S – топырақтың сейсмикалық қасиеттерін сипаттайтын коэффициент;
- v_g – топырақтың көлденеңінен ығысуының есептік мәні;
- ξ – тұтқыр демпфирлеу коэффициенті (пайызбен есептегенде);
- $S_{e(T)}$ – «серпімді реакциялар спектрі» деп аталатын топырақтың көлденең қозғалыстарын үдетудегі серпімді реакциялар спектрі. Осы спектрге сәйкес келетін $T=0$ болғанда спектральды үдету топырақ жағдайлары түрінің ықпалын сипаттайтын S коэффициентіне және құрылыстың жауапкершілігін сипаттайтын γ_1 коэффициентіне көбейтілген ІА типті топырақ жағдайлары үшін топырақтың есептік үдеуіне тең;
- $S_{De}(T)$ – орын ауыстырудағы серпімді реакциялардың спектрі;
- T_B – спектральды үдетулер графигінің тұрақты учаскесіндегі кезеңнің минималды мәні;
- $S_D(T)$ – реакциялардың есептік спектрі;
- β – көлденең компоненттер үшін есептік спектрдің төменгі шегінің көрсеткіші;
- k – жылжыту кезіндегі тірек бөлігінің қаттылығы;
- G – резеңкенің жылжу модулі;
- A – тірек бөлігінің көлденең қимасының ауданы;
- γ – жылжу деформациясы;
- S – пішін коэффициенті;
- LRB – демпфирлеудің аз коэффициентімен қорғасын өзегі бар резеңкеден жасалған резеңке-металл тірек бөліктері;
- K_R – қорғасын-резеңкелі тірек бөлігі резеңкесінің қаттылығы;
- K_L – қорғасын-резеңкелі тірек бөлігінің қорғасын өзекшесінің қаттылығы;
- d_y – аққыштыққа сәйкес орын ауыстыру;
- d_{cd} – сейсмоқшаулағыш жүйенің есептік орын ауыстыруы;
- d_{bd} – сейсмоқшаулағыш жүйенің d_{cd} есептік орын ауыстыруына сәйкес сейсмоқшауландырғыштың есептік орын ауыстыруы;
- E_D – сейсмоқшаулағыш жүйенің d_{cd} есептік орын ауыстыруы кезіндегі бір циклдегі шашыраңқы энергиясы;
- F_y – монотонды жүктеме жағдайларындағы аққыштық күйі;
- F_0 – циклдік жүктеу кезіндегі нөлдік орын ауыстыруға сәйкес күш;
- F_{max} – есептік орын ауыстыруға сәйкес максималды күш;
- K_e – монотонды жүктеу кезінде бисызықтық гистерезисті сейсмоқшаулағыш құрылғының серпімді қаттылығы;
- K_p – бисызықтық гистерезисті сейсмоқшаулағыш құрылғының серпімділік шектерінен тыс қаттылығы;
- $LDRB$ – демпфирлеу коэффициенті аз табиғи немесе синтетикалық резеңкеден жасалған резеңке-металл тірек бөліктері;
- $HDRB$ – демпфирлеу коэффициенті көп табиғи немесе синтетикалық резеңкеден жасалған резеңке-металл тірек бөліктері;

- G_L – ыдырайтын энергияның шамасын сипаттайтын ығысу модулі;
 G_S – қор жиюшы энергияның шамасын сипаттайтын ығысу модулі;
 F_{max} – есептік орын ауыстыруға сәйкес максималды күш;
 N_{sd} – сейсмооқшаулағыш жүйе арқылы берілетін осьтік күш;
 R – сфералық сырғанау бетінің радиусы;
 K_{eff} – есептік орын ауыстыруға d_{cd} тең ығысу кезінде негізгі көлденең бағыттағы сейсмооқшаулағыш жүйенің қаттылығы;
 T_{eff} – сейсмооқшаулағыш жүйенің кезеңі;
 ξ_{eff} – сейсмооқшаулағыш жүйенің тиімді демпфирлеу коэффициенті;
 d_b – сейсмооқшаулағыш құрылғының орын ауыстыруы;

1.5 Халықаралық бірліктер жүйесі БЖ

1.5.1 ISO 1000 сәйкес БЖ бірліктері қолданылуы тиіс.

1.5.2 Есептеулер кезінде келесі өлшем бірліктерін қолдану ұсынылады:

- күш және жүктемелер: кН, кН/м, кН/м²;
- меншікті салмақ (тығыздық): кг/м³, т/м³;
- салмақ: кг, т;
- меншікті салмақ: кН/м³;
- кернеу және беріктік: Н/мм² (= МН/м² немесе МПа), кН/м² (=кПа);
- моменттер (иілу, және т.б.): кНм;
- үдету: м/с², g(=9,81м/с²).

2 НЕГІЗГІ ТАЛАПТАР ЖӘНЕ СӘЙКЕСТІК КРИТЕРИЙЛЕРІ

2.1 Есептік сейсмикалық әсер ету

2.1.1 Сейсмикалық әсер етудің негізгі көрінісі

2.1.1.1 [2.1(1)P] Осы нормативтік құжат шектерінде жобалау қағидалары есептік сейсмикалық әсерлер (A_{Ed}) кезінде ҚР ҚН EN 1998-1:2004 2.2.2-тармағына сәйкес бұзылулардың болмау талаптарын әзірлеумен жасалады.

2.1.1.2 [2.1(2)P] Егер басқасы аталмаса, ҚР НТҚ 08-01.1-2012 сәйкес есептік сейсмикалық әсерлердің серпімді спектрі қолданылады. ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2012 сәйкес эквивалентті сызықтық есептеу әдісін 4.1.6 (әрекет еу q коэффициентін қолдану арқылы) қолдану мүмкіндігі үшін спектр ретінде ҚР НТҚ 08-01.1-2012, 4.2.5 сәйкес есептік спектрді қолдану ұсынылады.

2.1.1.3 Кеңістікте сейсмикалық әсерлерді өзгертулерді ескеру қажет жағдайлар және осы өзгертулерді есепке алу тәсілдері (3.1.1 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 сәйкес) 10.2.1-тармақта берілген.

2.1.1.4 Сейсмикалық әсері A_{Ed} ҚР НТҚ 08-01.1-2012 талаптарына сәйкес анықталады.

ҚР НТҚ 08-02.1-2013

2.1.1.5 ҚР НТҚ 08-01.1-2012, 4.1.1-тармағына сәйкес, сейсмикалық әсерлердің қарқындылығын сипаттайтын және көпірлердің бұзылуларының болмау талаптарын тексеру кезінде назарға алынатын үдеудің есептік мәндерін (a_g) ОСЗІ-1₄₇₅ және ОСЗІ-1₂₄₇₅ карталары бойынша анықталған үдетудің $a_{gR(475)}$ және $a_{gR(2475)}$ референттік мәндерін және құрылыстың жауапкершілік коэффициентінің мәндерін ескере отырып анықтау керек.

2.1.1.6 ҚР НТҚ 08-01.1-2012, 4.1.2-тармағына сәйкес бұзылулардың болмауы бойынша талаптарды тексеру кезінде ескерілген үдетудің есептік мәні (a_g) ретінде екі мәnnің үлкенін қабылдау керек:

$$\gamma_1 \cdot a_{gR(475)}, \quad (2.1)$$

немесе

$$\gamma_1 \cdot \frac{2}{3} a_{gR(2475)}, \quad (2.2)$$

мұндағы γ_1 – жауапкершілік коэффициенті, оның мәнін көпір құрылысының жауапкершілік класына байланысты тағайындау керек.

ЕСКЕРТПЕ 1 (2.2) формуладағы $2/3$ ($\approx 0,667$) коэффициент коллапстың алдын алу үшін құрылысқа ие болуы тиіс минималды беріктік қорын сипаттайды.

ЕСКЕРТПЕ 2 Арнайы құрылыс түрлерін есептеу үшін қажетті сейсмикалық әсерлердің қосымша параметрлері ҚР ҚН EN 1998-1:2004 сәйкесінше бөлімдерінде және оларға берілген сәйкесінше Құралдарында берілген.

2.1.1.7 [2.1(4)P] Көпірлер адамдардың өмірі үшін көпірлер қираған жағдайда салдарының ауырлығына байланысты жауапкершілік кластары бойынша, олардың коммуникациялық маңыздылығы бойынша, атап айтқанда, тікелей жер сілкінісінен кейін, сонымен қатар олардың бұзылуының экономикалық салдарлары бойынша жіктеледі.

2.1.1.8 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 берілген ұлттық қосымшаға сәйкес көпірлердің үш жауапкершілік класы қарастырылады:

- II жауапкершілік класына (қалыпты жауапкершілік деңгейі), әдеттегідей, I және III жауапкершілік кластарына жатқызуға болатын көпірлерді қоспағанда, автожол және темір жол көпірлерінің көпшілігі жатады;

- III жауапкершілік класына (жоғары жауапкершілік деңгейі) коммуникациялық құралдардың функциясын орындайтын критикалық мәндегі көпірлер, соның ішінде тікелей жер сілкінісінен кейінгі кезеңде бұзылуы көптеген құрбанға ұшырау қаупі бар көпірлер, сонымен қатар есептік қызмет ету қызметі қалыпты кезеңнен асатын көпірлер жатады.

- I жауапкершілік класына (төменгі жауапкершілік деңгейі), егер келесі талаптар орындалатын болса, осы көпірлерді жатқызуға болады:

- көпір критикалық коммуникациялық байланыс құралы болып табылмайды;

- 50 жыл ішінде есептік қызмет ету мерзімін қабылдауға арналған көпірлер экономикалық тұрғыдан ақталмаған.

ЕСКЕРТПЕ Жоғарыда берілген жіктеу ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, B3.1-қосымшасына сәйкес CC1, CC2 және CC3 кластарына сәйкес келеді.

2.1.1.9 Жауапкершілік кластары ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 берілген ұлттық қосымшаға сәйкес жауапкершілік коэффициенттерімен γ_i сипатталады.

2.1.1.10 Көпірлердің жауапкершілік коэффициенттерін келесі түрде қабылдау керек:

- I жауапкершілік класына жататын көпірлер үшін $\gamma_I = 0.85$;
 II жауапкершілік класына жататын көпірлер үшін $\gamma_I = 1.00$;
 III жауапкершілік класына жататын көпірлер үшін $\gamma_I = 1.30$.

2.2 Негізгі талаптар

2.2.1 Жалпы ережелер

2.2.1.1 Сейсмикалық аймақтардағы жобалау ережелерін регламенттейтін жаңа нормативтік құжаттар жер сілкіну әсерлеріне байланысты сейсмикалық қауіп-қатерді «абсолюттік» минимумға» киюластыру мүмкін емес дерегін түсінумен негізделеді.

2.2.1.2 Көпірлерді есептеу бойынша нормативтік құжаттар қатты жер сілкінісіне ұшыраған конструкцияларда адамдардың қауіпсіздігіне қауіп төндірмейтін шектеулі зақымданулардың туындау мүмкіндігіне жол бермейді.

2.2.1.3 Көпірлерді жобалау келесі екі талапты қанағаттандыруға бағытталуы тиіс:

- бұзылулардың болмауы бойынша талап (критикалық шекті күйі);
- зақымдануларды (залалды) барынша азайту бойынша талаптар.

Бұзылулардың болмауы бойынша және зақымдануларды азайту бойынша талаптарда сандық анықтамалар жоқ және мәні бойынша сапалы сипатты бар.

2.2.2 Бұзылулардың болмауы бойынша талаптар (критикалық шекті күйі)

2.2.2.1 [2.2.2(1)P] Есептік сейсмикалық әсерлерден кейін көпірдің кейбір элементтері зақымданғанмен, көпір өзінің конструкциялық бүтіндігін және қалған көтергіш қабілеттігін сақтауы тиіс.

2.2.2.2 [2.2.2(2)] Тіректерде кейбір қималардың қалған деформацияларына (яғни, икемділік деформация аймақтарының түзілуі) жол беріледі. Сейсмикалық оқшаулау болмаған жағдайда осындай иілу деформациялары қарапайым сейсмикалық төзімді көпірлерді салу шығындарымен салыстырғанда көпір құрылысына жұмсалған қосымша шығындардың орынды ұлғаюына сәйкес деңгейге дейін есептік сейсмикалық әсер етуді төмендету үшін жоғары сейсмикалық аумақтарда қарастырылады.

2.2.2.3 [2.2.2(3)] Сонымен қатар, көпірдің аралық құрылысы екінші деңгейлі элементтердің: температура жіктерінің, тұтас плиталардың (2.3.2.2(4)-тармақшасын қараңыз) және парапеттердің жергілікті зақымдануларының алдын алуын ескерумен жобалануы тиіс.

2.2.2.4 [2.2.2(4)] Егер есептік сейсмикалық әсер етуде көпірдің есептік қызмет ету мерзімі ішінде елеулі арту P_{NCR} мүмкіндігі бар болса, жобалау зақымдануға төзімді конструкцияларды тұрғызуға бағытталуы тиіс. Есептік сейсмикалық әсерлер кезінде энергияны ыдыратуға қатысу есебінен зақымдануларға қабілетті көпірдің бөлігі көпір жылдам жөнделіп және жер сілкінісінен кейін бірден төтенше құтқару қызметтері қолданатындай етіп жобалануы тиіс.

ҚР НТҚ 08-02.1-2013

2.2.2.5 [2.2.2(5)] Егер есептік сейсмикалық әсер етуде көпірдің есептік қызмет ету мерзімі ішінде артудың P_{NCR} төменгі мүмкіндігі бар болса, сейсмикалық белсенділік қолданыстағы ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 2.2.2(5)-тармақшасындағы нормаларға сәйкес кездейсоқ құбылыс ретінде қарастырылуы мүмкін. Бұл жағдайда 2.2.2.3 және 2.2.2.4-тармақтарындағы талаптар жеңілдетілуі мүмкін.

2.2.2.6 Төменгі сейсмикалық жағдайлар ретінде ҚР НТҚ 08-01.1-2012, 4.1.3-тармағына сәйкес $a_g \cdot S$ туындысын $0,1g$ ($0,98 \text{ м/с}^2$) аспайтындай қабылдау ұсынылған кезде әсерлерді қарастыру керек.

2.2.2.7 Өте төмен сейсмикалық жағдайлар ретінде ҚР НТҚ-08-01.1-2012, 4.1.4-тармағына сәйкес $a_g \cdot S$ туындысын $0,05g$ ($0,49 \text{ м/с}^2$) аспайтындай қабылдау ұсынылған кезде әсерлерді қарастыру керек.

2.2.2.8 Өте төмен сейсмикалық жағдайларда, ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 сәйкес, ҚР ҚН EN 1998 ережесін қабылдаудың қажеті жоқ.

2.2.3 Зақымдануларды (залалды) барынша азайту бойынша талаптар

2.2.3.1 [2.2.3(1)P] Жоғары қайталау ықтималдығы бар сейсмикалық әсер екінші деңгейлі элементтердің, сонымен қатар энергияны ыдыратуға қабілетті көпірдің бөліктерін шамалы зақымдануларға алып келуі мүмкіндігіне жол беріледі. Көпірдің басқа қалған бөліктері зақымданбаған күйінде қалуы тиіс.

2.3 Сәйкестік критерийі

2.3.1 Жалпы ережелер

2.3.1.1 [2.3.1(1)P] 2.2-бөлімшесінің негізгі талаптарын қанағаттандыру үшін көпірдің конструкциясы төменде ұсынылған критерийлерге сәйкес келуі тиіс. Жалпы критерийлер «бұзылулардың болмау талаптарын», 2.2.2-тармағын орындаумен, және «ықтимал зақымдануларды барынша азайту талаптарын», 2.2.3-тармағын орындаумен жасалады.

2.3.1.2 [2.3.1(2)] ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 ұсынылған критерийлерге сәйкестік 2.2-бөлімшесінің барлық негізгі талаптарын қанағаттандырады.

2.3.1.3 [2.3.1(3)P] Сәйкестік критерийлері белгілі сейсмикалық әсерге есептелген көпірдің әрекетіне байланысты. Көпірдің әрекетінің түрі 2.3.2-тармағының ережелеріне сәйкес таңдалуы мүмкін.

2.3.2 Сейсмикалық әсер ету кезінде құрылыстың бет алыс түрлері

2.3.2.1 Жалпы ережелер

2.3.2.1.1 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 сәйкес сейсмикалық әсерлер жағдайларында көпірлердің әрекеті төрт түрде сипатталуы мүмкін:

IE — серпімді дұрыс әрекет;

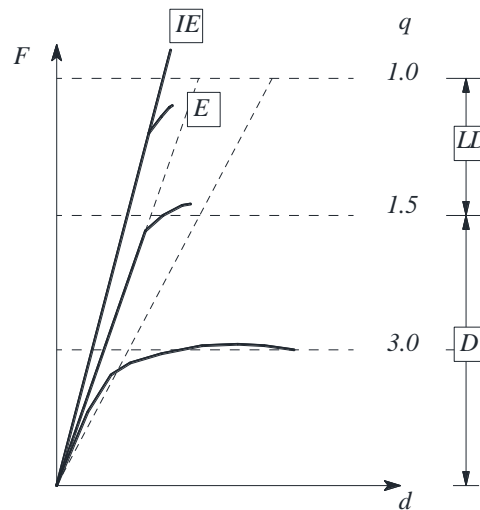
E — серпімді елеулі әрекет;

LD — шектеулі икемді әрекет;

D — икемді әрекет.

2.3.2.1.2 Әрекет түрлері 2.1-суретте көрсетілген орын ауыстырудың ауқымды

күшіне тәуелді сипатталады (сонымен қатар ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 4.1-кестені қараңыз)



Шартты белгілері

- q — әрекет коэффициенті;
- IE — дұрыс серпімді әрекеті;
- E — елеулі серпімді әрекеті;
- LD — шектеулі икемділік әрекеті;
- D — икемділік әрекеті.

2.1-сурет — «Сейсмикалық жүктеме–орын ауыстыру» тәуелділігі

2.3.2.1.3 [2.3.2.1(1)P] Көпір есептік сейсмикалық әсер жағдайларында оның әрекеті сейсмикалық алаңға, сонымен қатар сейсмикалық оқшаулау немесе қандай да бір басқа құрылғылар қолданатындығына байланысты икемді немесе шектеулі икемді/серпімді болатындай етіп жобалануы тиіс.

2.3.2.1.4 Сейсмооқшаулағышы бар көпірлерді есептеу кезінде құрылыстың серпімді және шектеулі икемділік әрекетіне жол беріледі.

2.3.2.2 Икемділік әрекеті

2.3.2.2.1 [2.3.2.2(1)] Орташа және жоғары сейсмикалық белсенділігі бар аудандарда икемділік әрекеті бар көпірлерді (экономикалық себептермен де, қауіпсіздікті түсіну бойынша да) дұрыс деп санайды, яғни көпір қатты жер сілкіну жағдайларында келетін энергияның елеулі мөлшерін ыдырату күйінде болуы тиіс. Бұл иілу кезінде икемділік деформация аймақтарының қалыптасу есебінен, немесе ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7-бөлімге сәйкес сейсмооқшаулағыш құрылғыларды қолдану нәтижесінде орын алады. Төменде иілу кезінде икемділік деформация аймақтарының пайда болу есебінен қол жеткізілетін икемді әрекеті қарастырылады.

2.3.2.2.1 [2.3.2.2(2)P] Икемділік әрекеті бар көпірлер иілу кезінде икемділік топсалардың түзілуі барысында конструкцияда жартылай немесе толық орнықтылық болатындай жобалануы тиіс. Мұндай топсалар әдетте тіректерде пайда болады және энергияны ыдырататын негізгі элементтердің функциясын орындайды.

2.3.2.2.3 [2.3.2.2(3)] Мүмкіндігінше икемділік деформация аймақтары қарау және жөндеу үшін қол жетімді қималарда пайда болуы тиіс.

ҚР НТҚ 08-02.1-2013

2.3.2.2.4 [2.3.2.2(4)P] Көпірдің аралық құрылысы серпімді кезеңде жұмыс істеуі тиіс. Бұл жағдайда алдын ала кернеуленген жеке іргелес бетон арқалықтары аралығында тұтас жабынды қамтамасыз ететін иілгіш икемді бетон плиталарда икемділік деформация аймақтарының (көлденең оське қатысты иілу кезінде) пайда болуына жол беріледі.

2.3.2.2.5 [2.3.2.2(5)P] Икемділік деформация аймақтары темірбетон қималарында пайда болмауы тиіс, мұнда ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 5.3(4)-тармағына сәйкес анықталған η_k нормаланған осьтік күш 0,6 мәнінен асады.

2.3.2.2.6 [2.3.2.2(6)P] ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 алдын ала кернеуленген элементтерде және кейінгі кернеуі бар элементтерде иілімділіктің туындауының алдын алатын шаралар қарастырылмайды. Сондықтан мұндай элементтерде есептік сейсмикалық әсерлер кезінде икемділік деформация аймақтарының пайда болуына жол берілмейді.

2.3.2.2.7 Иілетін икемділік топсалар барлық көпір тіректерінде қалыптасуы міндетті емес. Дегенмен, серпімділік шектерінен тыс көпірдің онтайлы сейсмикалық әрекетіне икемділік топсалар мүмкіндігінше тіректердің ең көп мөлшерінде шамамен бір уақытта пайда болатын жағдайда ғана қол жеткізіледі.

2.3.2.2.8 [2.3.2.2(8)] Конструкциялардың иілу кезінде икемділік деформация аймақтарын қалыптастыру қабілеттігі энергияны ыдыратуды және конструкцияның икемділік әрекетін қамтамасыз ету үшін қажет.

ЕСКЕРТПЕ Тек қарапайым әлсіз-демпфирлеуші эластомерлі тірек бөліктеріне тірелетін көпірлердің деформациясында негізінде серпімді сипаты бар және икемділік әрекетін қалыптастыруға алып келмейді (4.1.6(11)P қараңыз, ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012).

2.3.2.2.9 [2.3.2.2(9)] Күштің орын ауыстыруға тәуелділігі аққыштықтың елеулі алаңымен сипатталуы тиіс және энергияның гистерезисті ыдырауын, ең кемінде серпімді емес деформацияның бес циклі ішінде қамтамасыз етуі тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Кейбір тіректерде қолданылатын эластомерлі тірек бөліктері басқа тіректердегі монолитті тірек бөліктерімен комбинациясында басқа тірек элементтерінде икемділік деформация аймақтарының түзілуі кезінде орын ауыстырудың ұлғаюына байланысты кедергі күшінің ұлғаюына алып келуі мүмкін. Дегенмен, кедергі күшінің ұлғаюы икемділік топсалардың түзілу нәтижесінде біршама кемуі мүмкін.

2.3.2.2.10 [2.3.2.2(10)] Сырғанайтын немесе иілгіш құрылғыларды (сырғанайтын тірек бөліктері немесе серпімді эластомерлі тірек бөліктері) пайдалану арқылы аралық құрылыстармен жалғанған көпірдің тірек элементтері (аралық тіректер және тіреулер) жалпы есептік әсерлер кезінде серпімді болып қалуы тиіс.

2.3.2.3 Шектеулі икемді әрекет

2.3.2.3.1 [2.3.2.3(1)] Есептік сейсмикалық әсерлер кезінде шектеулі икемді әрекет ететін конструкцияларда қию қаттылығын біршама азайтумен аққыштық аумағы көрінбеуі мүмкін. «Күш-орын ауыстыру» тәуелділігін анықтайтын функцияларда тұрақты күшке сәйкес келетін кесікті салу талап етілмейді. Мінсіз серпімді әрекеттен мұндай ауытқу энергияның кейбір гистерезисті ыдырауын қамтамасыз етеді. Осыған ұқсас әрекет әрекеттің коэффициенті $q \leq 1,5$ мәніне сәйкес келеді және осы Құралдың терминдерінде «шектеулі икемділік» деп аталады.

ЕСКЕРТПЕ $1 < q < 1,5$ диапазонындағы q шамасының мәні, ең бастысы, есептік сейсмикалық әсерлер кезінде есептік және ықтимал беріктік арасындағы айырмашылықпен келісілген.

2.3.2.3.2 [2.3.2.3(2)] Сейсмикалық әсеріне реакциясы өте жоғары меншікті ауытқу

түрлерінің тиімділіктерімен анықталуы мүмкін (мысалы, аспалы арқан көпірлер) немесе икемділік топсалардың икемділігін нақты есептеу кезінде сенімсіз болуы мүмкін (мысалы, жоғары осьтік күшке немесе ығысу шамасының аралық ұзындығына аз қатынасына байланысты) көпірлер үшін әрекет коэффициентін $q = 1$ қолдану ұсынылады, бұл серпімді әрекетке сәйкес келеді.

2.3.3 Беріктікті тексеру

2.3.3.1 [2.3.3(1)P] Икемді әрекеті бар көпірлерді есептеу барысында есептік сейсмикалық әсер етуді сақтау үшін икемділік деформация аймақтарының учаскелерінде жеткілікті иілу беріктігінің бар екендігін тексеру керек (5.5-тармақты қараңыз ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012). Икемділік деформация аймақтарының ығысу кедергісі, сонымен қатар қалған учаскелердің ығысу және иілу кедергісі 2.3.4 және 5.3 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 сәйкес жоба жүктемелеріне төзетіндей етіп есептелуі тиіс.

2.3.3.2 [2.3.3(2)] Шектеулі икемді әрекетке есептелген көпірлерде сейсмикалық әсер етуді ұстауы үшін барлық қималардың жеткілікті беріктікке ие екендігін тексеру керек (5.5 және 5.6.2 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 қараңыз).

2.3.4 Көтергіш қабілеттігін тексеру

2.3.4.1 [2.3.4(1)P] Икемді әрекеті бар көпірлер үшін көтергіш қабілеттігін тексеру әртүрлі конструкция элементтерінің белгілі беріктік сатыларын қамтамасыз етуі тиіс. Бұл есеп икемділік деформация аймақтарының белгілі конфигурациясының қалыптасуына және морт сыну жағдайларын болдырмауға кепілдік беруі тиіс.

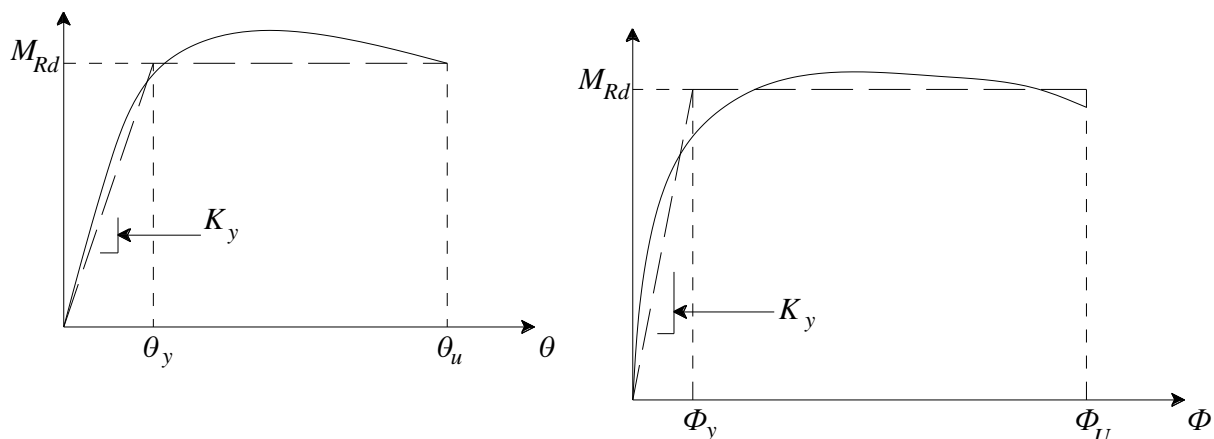
2.3.4.2 [2.3.4(2)P] ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1: 2009/2012 сәйкес 2.3.4.1-тармақты орындауға «есептік көтергіш қабілеттігін» ескере отырып морт сыну шартымен серпімді болып қалуы тиіс барлық элементтерді есептеу арқылы қол жеткізіледі. Мұндай тиімділіктер ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 5.3-тармағына сәйкес барлық икемділік деформация аймақтарында иілу кезінде кедергінің шекті мәндеріне қол жеткізілген кезде икемділік механизмдердің тепе-теңдік шартымен анықталады.

2.3.4.3 [2.3.4(3)] Шектеулі икемді әрекеті бар көпірлер үшін көтергіш қабілеттігін есептеуді орындау талап етілмейді.

2.3.5 Қосылыстар - Жылжуды бақылау - Конструкциялау

2.3.5.1 Тиімді қаттылық — Есептік сейсмикалық әсер кезіндегі орын ауыстыру

2.3.5.1.1 [2.3.6.1(1)P] Эквивалентті сызықтық талдау әдістерін қолданған кезде әрбір элементтің қаттылығы есептік сейсмикалық әсер кезінде максималды кернеулерде қиюшы қаттылыққа сәйкес келуі тиіс. Икемділік деформация аймақтары бар элементтер үшін бұл шарт аққыштықтың теориялық нүктесі арқылы жүргізілген көлбеумен анықталатын қиюшы қаттылыққа сәйкес келеді (2.2-суретті қараңыз).



Сол жақта: қисық сызықтың конструкциялық болат үшін икемділік деформация аймақтары пайда болған кезде «бұру бұрышы моментіне» тәуелділігі.

Оң жақта: қисықтың темірбетон элементтерінің «қисық моментіне» тәуелділігі.

2.2-сурет — Икемділік деформациялар кезінде моменттердің деформацияға тәуелділігі

2.3.5.1.2 [2.3.6.1(2)] Икемділік әрекетті ескерумен есептелетін темірбетон элементтері үшін дәл бағалау әдісі болмаған жағдайда есептік сейсмикалық әсер кезінде сызықтық талдауда (статикалық немесе динамикалық) қолданылатын тиімді иілу қаттылығы келесі түрде анықталуы мүмкін:

— Темірбетон тіректер үшін: теориялық аққыш нүктесіндегі қию қаттылығын қолдану арқылы анықталатын мән қолданылады.

— Алдын ала кернеуленген немесе қарапайым темірбетон аралық құрылыстары үшін сызаттары жоқ бетон қималары қаттылығының брутто мәні қолданылады.

2.3.5.1.3 [2.3.6.1(3)] Шектеулі икемділігін ескере отырып көпірлерді есептеу барысында 2.3.5.1.2-тармағының талабы қолданылуы мүмкін, немесе барлық конструкцияға сызаттары жоқ бетон қималарының иілгіш қаттылықтарының брутто мәндерін қолдануға болады.

2.3.5.1.4 [2.3.6.1(4)] Икемді көпірлер үшін және шектеулі икемділігі бар көпірлер үшін сызаттары жоқ аралық құрылыстардың бұрау қаттылығымен салыстырғанда темірбетон аралық құрылыстардың бұрау қаттылығын барынша төмендетуді ескеру керек. Егер есептеудің дәл әдісі болмаса, сызаттары жоқ брутто қималардың бұрау қаттылығын азайтудың келесі бағалауларын қолдануға болады:

— ашық қималар немесе плиталар үшін бұрау қаттылығы ескерілмеуі мүмкін;
— алдын ала кернеуленген қорапты қималар үшін: сызаттары жоқ брутто қию қаттылығы 50 %;

— темірбетон қорапты қималар үшін: сызаттары жоқ брутто қию қаттылығы 30 %.

2.3.5.1.5 [2.3.6.1(5)] Икемді көпірлер үшін және шектеулі икемділігі бар көпірлер үшін 2.3.5.1.2 және 2.3.5.1.3-тармақтарына сәйкес талдау нәтижесінде алынған орын ауыстыру мәндерін талдау барысында қолданылған элементтің иілу қаттылығына (а) қатысты талдау нәтижесінде алынған кернеу деңгейіне сәйкес келетін иілу қаттылығының

мәніне (b) көбейту керек.

ЕСКЕРТПЕ Эквивалентті сызықтық талдауды қолданған кезде (ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 4.1.6(1)P қараңыз), тиімді қаттылықтың көтерілуі сейсмикалық әсерге есептеу кезінде беріктік қорына алып келеді. Бұл жағдайда есептеуден кейін моменттердің алынған тендеулеріне сәйкес келетін иілу қаттылығын ескере отырып ығысуды түзету керек. Екінші жағынан, егер бастапқы қабылданған тиімді қаттылық есептеу барысында алынған кернеуге сәйкес келетін қаттылықтан біршама төмен болғанда тиімді қаттылықтың дәл аппроксимациясын алу үшін есептеуді қайталау керек.

2.3.5.1.6 [2.3.6.1(6)P] Егер ҚР НТҚ 08-01.1-2012 сәйкес есептік спектрге негізделген сызықтық сейсмикалық талдау қолданылса, есептік сейсмикалық әсерлер кезінде d_E орын ауыстыруды келесі түрде анықталған d_{Ee} орын ауыстыру арқылы көрсетуге болады:

$$d_E = \pm \eta \mu_d d_{Ee}, \quad (2.3)$$

мұндағы η - ҚР НТҚ 08-01.1-2012 көрсетілген, ξ демпфирлеу параметрлерінің мәндерін ескере отырып анықталатын, ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 4.1.3(1)-тармақта берілген демпфирлеудің түзетуші коэффициенті.

2.3.5.1.7 [2.3.6.1(7)] Егер d_{Ee} орын ауыстыру ҚР НТҚ-08-01-2012 ($q = 1.0$) сәйкес серпімді спектрді қолдану арқылы сызықтық есептеу нәтижесінде анықталса, онда d_E есептік ығысу d_{Ee} шамасына тең болып қабылдануы тиіс.

2.3.5.1.8 [2.3.6.1(8)P] Орын ауыстырудың икемділік коэффициенті келесі түрде анықталады:

— егер жеке тербелістердің T негізгі кезеңі қарастырылып отырған көлденең бағытта $T > T_o = 1,25T_C$ құрайтын болса, мұндағы ҚР НТҚ 08-01.1-2012, 4.2.2.1 сәйкес анықталатын T_C — кезең, онда:

$$\mu_d = q, \quad (2.4)$$

— егер $T < T_o$, онда:

$$\mu_d = (q-1) \frac{T_o}{T} + 1 \leq 5q - 4, \quad (2.5)$$

мұндағы q — d_{Ee} параметрін есептеу барысында қолданылған әрекет коэффициентінің мәні.

2.3.5.1.9 [2.3.6.1(9)P] Уақытша аумақта сызықтық емес талдауды қолдану барысында икемділік элементтердің деформациялық сипаттамалары екі тармақ: жүктеу және түсіру үшін серпімділік шегінен тыс олардың нақты әрекетін, сонымен қатар қасиеттерінің ықтимал нашарлау әсерлерін аппроксимациялауы тиіс (4.2.4.4-т. қараңыз ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012).

2.3.5.2 Қосылыстар

2.3.5.2.1 [2.3.6.2 (1)P] Тіреуіш және ұстап тұратын элементтер арасындағы қосылыстар конструкциялық бүтіндігін қамтамасыз ететіндей және қатты сейсмикалық ығысулар жағдайларында аралық құрылыстардың тіректерден түсуінің алдын алатындай етіп жобалануы тиіс.

2.3.5.2.2 [2.3.6.2(2)] Егер осы бөлікте басқасы қаралмаса, конструкциялық бүтіндікті

камтамасыз ету үшін қолданылатын тіректер, косу элементтері және бекіткіштер көтергіш қабілеттігін ескере отырып жобалануы тиіс (5.3, 6.6.2.1, 6.6.3.1 және 6.6.3.2-т. қараңыз ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012).

2.3.5.2.3 [2.3.6.2(3)] Жаңа көпірлерде түсірудің алдын алу мақсатында жылжымалы қосылыстар нүктелерінде ұстап тұратын және тірелген элементтер арасындағы (айқыш түйіспелер) тірек беттерінің ұзындығын ұлғайтуды қарастыру керек (6.6.4-т. қараңыз ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012).

2.3.5.2.4 [2.3.6.2(4)] Қолданыстағы көпірлерді реконструкциялау барысында айқышталған түйісулер құрылғысының эквиваленті ретінде ұстап тұратын және тірелген элементтер арасындағы байланыстарды қолдануға болады (ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012) (6.6.1(3)Р, 6.6.3.1(1)-тармақшаларын қараңыз).

2.3.5.3 Жылжуды бақылау — Конструкциялау

2.3.5.3.1 [2.3.6.3(1)Р] Жалпы икемділікті камтамасыз етуден басқа есептік сейсмикалық әсерлер кезінде ықтимал орын ауыстыруларды ескеру үшін көтергіш және конструктивтік емес элементтерді орындау керек.

2.3.5.3.2 [2.3.6.3(2)Р] Критикалық және негізгі конструктивтік элементтерді қорғау үшін олардың арасындағы сәйкесінше саңылауларды қарастыру керек. Саңылаулар есептік сейсмикалық ісерлер кезінде жалпы жобалау ығысуын d_{Ed} камтамасыз ету үшін қажет, ол келесі формуламен анықталады:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 d_T, \quad (2.6)$$

мұндағы келесі ығысулар аса қолайсыз белгілермен қойылады:

d_E — ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 2.3.6.1 сәйкес есептік сейсмикалық ығысу;

d_G — тұрақты және квазитұрақты әсермен туындайтын ұзақ мерзімді ығысу (мысалы аралық құрылыстың бетон арқалықтарының кейінгі керілуі, шөгуді және жылжығыштығы);

d_T — температуралық өзгертулермен туындайтын ығысу;

ψ_2 — ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011 сәйкес жылу әсерінің квазитұрақты мәндері үшін үйлесімділік коэффициенті, А2.1, А2.2, немесе А2.3-кестелер.

Есептік сейсмикалық әсерлер кезінде жалпы жобалық ығысу шамасын есептеу барысында екінші тәртіпті тиімділіктер, оларда белгілі мәнділік болған жағдайда ескерілуі тиіс.

2.3.5.3.3 [2.3.6.3(3)] Көпірдің екі кесік аралықтары арасындағы d_E салыстырмалы есептік сейсмикалық ығысу 2.3.6.1 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 сәйкес әрбір аралық үшін анықталған есептік сейсмикалық мәндерінің шаршы сомаларынан алынған шаршы түбірі ретінде бағалануы мүмкін.

2.3.5.3.4 [2.3.6.3(4)Р] Негізгі конструктивтік элементтердің болжанбайтын қосалқы екпіні нәтижесінде туындаған үлкен шаманың соққы әсерлері икемді/серпімді элементтермен немесе арнайы энергия сіңіретін құрылғылармен (буферлермен) алдын алуы тиіс. Мұндай элементтерде қалай болғанда да есептік сейсмикалық әсерлер кезіндегі ығысудың жалпы есептік шамасына тең люфт болуы тиіс, d_{Ed} .

2.3.5.3.5 [2.3.6.3(5)] Есептік сейсмикалық әсерлер жағдайларында зақымдануды алуы мүмкін құрылыстың көтергіш емес элементтерін есептеу (мысалы, көпір төсемінің қозғалмалы түйістері және тіреулердің артқы қабырғалары) жол берілетін зақымдануларды және жөндеу мүмкіндігін ескеруі тиіс. Саңылаулар жылжығыштықтың және шөгудің ұзақ мерзімді әсерлерін ескерумен p_E және p_T сәйкес есептік сейсмикалық және жылу әсерлері кезінде орын ауыстырудың кейбір үлестерін қамтамасыз етуі тиіс, бұл жиі жер сілкіну жағдайларында зақымдануларды болдырмауға мүмкіндік береді.

Бұл параметрлер зақымданулардың алдын алу үшін қажетті материалдық шығындарды ескере отырып таңдалуы тиіс.

Келесі мәндер ұсынылады: $p_E = 0,4$ (есептік сейсмикалық ығысулар үшін); $p_T = 0,5$ (температуралық орын ауыстырулар үшін).

Темір жол көпірлерінің теңгермелі түйістерінде көлденең орын ауыстыру болмауы тиіс, немесе жылжымалы құраманың рельстен шығып кетуінің алдын алатын деңгейге дейін шектелуі тиіс.

2.3.6 Жеңілдетілген критерий

2.3.6.1 [2.3.7(1)] Төменгі сейсмикалық жағдайларда жеңілдетілген жобалау критерийлерін қолдануға жол беріледі.

2.4 Жобалау тұжырымдамасы

2.4.1 [2.4(1)] Сейсмикалық әсерлердің ықтимал салдарлары төменгі сейсмикалық жағдайдан бастап орташа сейсмикалық жағдайға дейінгі жағдайларда концептуалды жобалау кезеңінде қарастырылуы маңызды.

2.4.2 [2.4(2)] Төменгі сейсмикалық жағдайларда сейсмикалық әсерлер кезінде көпірдің әрекет ету режимін таңдау керек (2.3.2-қараңыз, ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012). Егер шектеулі икемділік режим таңдалса (немесе елеулі серпімді әрекет ету режимі), 2.3.7-тармағына сәйкес, ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 жеңілдетілген критерийді қолдануға жол беріледі.

2.4.3 [2.4(3)] Орташа сейсмикалық жағдайдан бастап жоғары сейсмикалыққа дейінгі жағдайларда әдетте икемділік әрекет ету режимі таңдалады. Оны жүзеге асыру үшін икемділік механизмнің пайда болу мүмкіндігі немесе сейсмикалық оқшаулау және энергияны ыдырату құрылғыларын қолдану қарастырылады. Егер икемділік әрекет ету режимі таңдалса, 2.4.4 – 2.4.8-тармағының шарттарын сақтау талап етіледі.

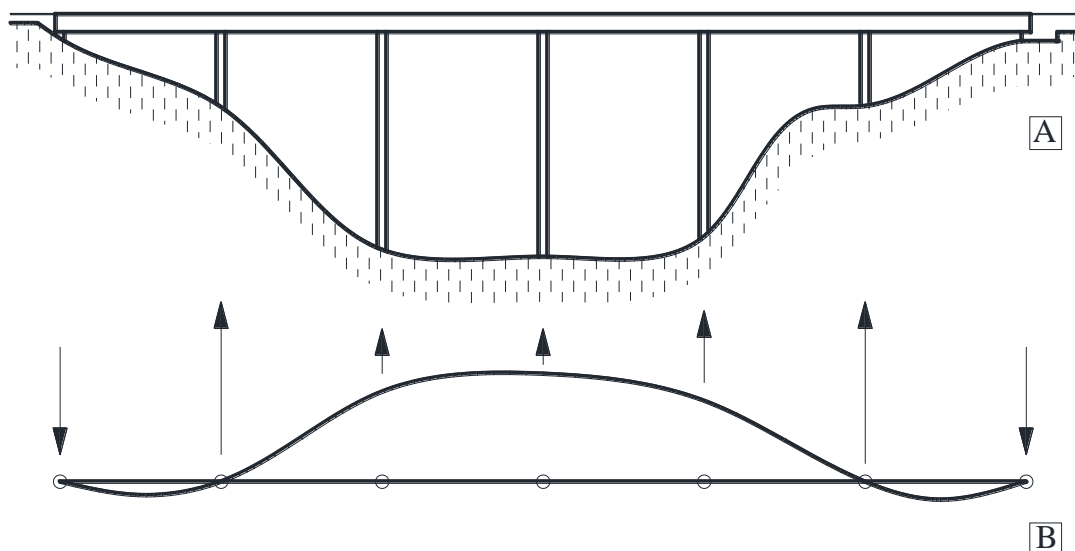
2.4.4 [2.4(4)] Көлденең және көлбеу бағыттарда сейсмикалық әсерлерді қабылдайтын тірек элементтерінің (тіректер мен тіреулер) мөлшерін анықтау керек. Сейсмикалық әсерлер кезінде қималы емес аралық құрылыстары бар көпірлер көптеген қозғалмалы түйіспелері бар қималы көпірлерге қарағанда өздерін жақсы көрсетеді. Сейсмикалық әсерлер кезінде көпірдің оңтайлы әрекеті, егер икемділік деформация аймақтары тіректердің ең үлкен ықтимал мөлшерінде бір уақытта түзілген жағдайда ғана серпімділік шектеріне қол жеткізеді.

Бұл жағдайда, сейсмикалық әсерге кедергі жасайтын тіректердің саны аралық құрылыс және бойлық бағыттағы кейбір көпір тіреулері арасындағы сырғанайтын немесе

иілгіш бекіту элементтерін қолдану есебінен жалпы тірек санынан аз болуы мүмкін, олар температуралық әсерлер, шөгу және басқа сейсмикалық емес құбылыстар нәтижесінде аралық құрылыс деформациясын тудыратын кернеуді азайтады.

2.4.5 [2.4(5)] Белгілі теңгерім көлденең бағыттағы тіректердің беріктігі мен иілгіштігі арасында сақталуы тиіс. Үлкен иілгіштік есептік сейсмикалық әсерлер нәтижесінде туындайтын көлденең күштердің шамасын азайтады, бірақ түйіспелердегі және жылжымалы тіректердегі орын ауыстырудың ұлғаюына септігін тигізеді, бұл екінші тәртіпті жоғары әсерлердің пайда болуына алып келуі мүмкін.

2.4.6 [2.4(6)] Көлденең бағыттағы тіреулердің және іргелес тіректердің қаттылығы басқа тіректердің көлденең қаттылығынан біршама асатын қима емес көпірлерде (бұл қатты еңіс жерлері бар алқаптарда орын алады), 2.3-суретте көрсетілгендей көпір тіректері мен тіреулері арасында көлденең сейсмикалық әсерлерді жарамсыз таратудың алдын алу мақсатында биік емес тіректер мен тіреулерде көлденең сырғанайтын немесе эластомерлі тірек бөліктерін қолданған дұрыс.



Шартты белгілері:

А — жанынан қарағандағы түрі;

В — жоспар

2.3-сурет — Көлденең сейсмикалық күштерді орынсыз орналастыру

2.4.7 [2.4(7)] Энергияны ыдырату орындары қарау және жөндеу үшін оларға дұрыс қатынай алатындай етіп таңдалуы тиіс. Мұндай орындар сәйкесінше жобалау құжаттамасында анық белгіленуі тиіс.

2.4.8 [2.4(8)] Сейсмикалық әсерлер кезінде 2.4.7-т. басқа ықтимал немесе болжамды зақымдану орындары дәл теңестірілуі тиіс, ал оларды жөндеу қиындықтары барынша азайтылуы тиіс.

2.4.9 [2.4(9)] Өте ұзын көпірлер үшін немесе біркелкі емес топырақ формацияларын кесіп өтетін көпірлер үшін аралық жылжымалы түйіспелердің саны мен орналасқан орнын таңдау керек.

2.4.10 [2.4(10)] Әлеуетті белсенді тектоникалық бұзылуларды кесіп өтетін көпірлер үшін топырақтың ықтимал қозғалуын анықтап және бұл құбылыстарды конструкцияның

адекватты иілгіштігін қамтамасыз ету немесе қолайлы қозғалмалы қосылыстарды жасау арқылы ескеру керек.

2.4.11 [2.4(11)] Қажеттілігіне қарай ҚР ҚН EN 1998-5:2004/2012 ережелеріне сәйкес негіз топырақтарын ықтимал сиретуді бағалау үшін зерттеулер жүргізу керек.

3 СЕЙСМООҚШАУЛАУ ТҰЖЫРЫМДАМАСЫ ЖӘНЕ СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ҚҰРЫЛҒЫЛАРҒА ҚОЙЫЛАТЫН ТАЛАПТАР

3.1 Жалпы ережелер

3.1.1 Көпірлер және әсіресе көп аралықты көпірлер жер сілкінісі кезінде осал болып табылады және елеулі зақымданулар алады, ал кейде қатты жер сілкінісі кезінде бұзылады. Сейсмооқшаулағыш құрылғылар жер сілкінісінің көпірге әсерін біршама бәсеңдетуге мүмкіндік береді.

3.1.2 [7.1(2)] Көпірлердің сейсмикалық әсерге реакциясы бірнеше тәсілдермен азайтылуы мүмкін (А қосымшасын қараңыз):

— конструкцияның жеке тербелістер кезеңін ұлғайту арқылы (реакция спектрі кезеңіндегі ығысу), нәтижесінде күштің кемуі, ығысулардың ұлғаюы орын алады;

— демпфирлеуді ұлғайту арқылы, бұл ығысуларды азайтуға алып келеді және күштік әсердің төмендеуіне алып келуі мүмкін;

— осы екі тәсілді бірге қолдану арқылы (ең қолайлы нұсқа).

3.1.3 Сейсмикалық белсенділігі жоғары аудандарда көпірлерді жобалайтын және салатын инженерлер осындай жағдайларда қолдануы қажет сейсмооқшауландырғыштардың әртүрлі түрлерін қолдана білуі тиіс.

3.1.4 Құралда көпірлерге арналған жаңа сейсмооқшауландырғыш құрылғылардың конструкциялары және оларға қойылған талаптар берілген.

3.1.5 [7.1(1)P] Құралда көлденең сейсмикалық әсерге реакциясын азайтуға арналған сейсмооқшаулағышы бар көпірлердің конструкциялары қарастырылады. Оқшауландырғыштар әдеттегідей аралық көпір тіректерінің/тіреулерінің жоғары бөлігінде аралық құрылыстың астына орналасатын бөлімнің бетіне орнатылады.

3.2 Сейсмооқшаулаудың негізгі тұжырымдамасы

3.2.1 Аса қарапайым, бірақ іс жүзінде жүзеге асырылмаған сейсмооқшаулағыш идеясы тербелмелі негіздің және құрылыстың бөлінуімен жасалады. Құрылысты серпімді тіректерге орнатуға және энергияның құрылысқа берілуін азайтуға болады, бірақ құрылысты негізінен толықтай оқшаулау мүмкін болмайды, сондықтан негіздің тербелуі әрқашан құрылысқа беріледі.

3.2.2 Құрылыстың сейсмикалық әсерлерге реакциясы резонанстың пайда болуына байланысты. Құрылыс тербелістерінің ұлғаюы сейсмикалық әсерлер спектріндегі энергияның таралуына және құрылыстың жеке жиіліктері сейсмикалық әсерлердің басымды жиіліктерге қаншалықты жақын екендігіне байланысты. Сонымен қатар резонанс аумағында тербелістердің ұлғаюына энергияның таралуын сипаттайтын шама да елеулі ықпал етеді.

3.2.3 Құрылыстың сейсмикалық әсерге реакциясын жүйенің динамикалық қасиеттерін өзгерту арқылы азайтуға болады, атап айтқанда конструкцияның жеке жиіліктері энергиясы көп жиілік аумағына түспейтіндей етіп модернизациялау керек. Егер құрылысқа берілетін энергияның мөлшерін кеміту мүмкін болмаса, арнайы демпфирлеуші құрылғыларды қосып, резонансқа жақын аумақтардағы құрылыстың реакциясын азайтуға болады.

3.2.4 Егер сейсмооқшаулағыш жүйесі дұрыс есептеліп және монтаждalған болса, жер сілкіністері кезінде үлкен деформациялар конструкция элементтерін емес, сейсмооқшаулағыш құрылғылардың серпімді элементтерін сынайды.

3.2.5 Энергияның ыдырауы негізінен құрылыс элементтерінің серпімді емес деформациялары есебінен емес, сейсмооқшаулағыш құрылғылардың элементтерінің деформациясы салдарынан орын алады.

3.2.6 Қажеттілігіне қарай ыдырайтын энергияны ұлғайту үшін сейсмооқшаулағыш құрылғылардың элементтері болып табылатын арнайы қосымша демпферлер орнатылады.

3.2.7 Жер сілкінісі кезінде құрылысқа түсетін энергияны ыдырату үшін қосымша құрылғыларды қолдану идеясы ғимараттарда, сол сияқты көлік құрылыстарында кең таралды.

3.2.8 Жоғарыда аталғандарды түйіндей келіп, сейсмооқшаулауды есептеу және конструкциялау келесі әрекеттер кезінде жасалатындығын айтуға болады:

а) біріншіден, жеке жиіліктері сейсмикалық әсерлердің басым жиілік аумағына түспейтін осындай құрылыс конструкциясын әзірлеуде;

б) екіншіден, құрылыстарды құрылыстағы энергияның берілісін азайтатын серпімді тіректерге орнатуда;

в) үшіншіден, жер сілкіністері кезінде құрылыстарға түсетін энергияны ыдырататын қосымша демпфирлеуші құрылғыларды орнатуда.

3.3 Сәйкестік критерийі

3.3.1 Жобалау барысында 3.2-тармағында көрсетілген негізгі талаптар орындалуы тиіс.

3.3.2 Есептік жер сілкінісі кезінде жоғарғы және төменгі құрылыстың сейсмикалық әсеріне реакциясы құрылыстың шектеулі әрекеті жағдайларында қарастырылуы тиіс ($q \leq 1,5$).

3.3.3 Егер көпір 7.4 және 7.5-тармақтарына сәйкес жобаланса және 7.6 және 7.7-тармақтарына ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 сәйкес болса, көпірдің конструкциясы негізгі талаптарға жауап береді деп саналады.

3.3.4 Сейсмооқшаулағыш жүйенің беріктігі және бүтіндігі үшін сенімділікті арттыру талап етіледі, себебі орын ауыстыру кезінде оның орнықтылығында көпірдің қауіпсіздігі үшін критикалық мәні бар. Егер сейсмооқшауланған жүйе 7.6.2 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 талаптарына сәйкес жобаланған болса, оның жоғары сенімділік деңгейі бар болып саналады.

3.3.5 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.5.2.3.3(5) және 7.5.2.3.3(6)-тармақшаларына сәйкес қарапайым әлсіз-демпфирлеуші эластомерлі тірек бөліктерін және ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.5.2.3.5(5)-тармақшасына сәйкес тегіс

сырғанайтын тіректерді қоспағанда, оқшауландырғыштардың барлық түрлері үшін элементтердің сипаттамалары тәжірибелі үлгілерді сынау нәтижелерімен расталуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Егер prEN 15129:200X (антисейсмикалық құрылғылар) осы түрдегі үлгілерге сынау жүргізу бойынша талаптардың толық сипаттамасы жоқ болса, К ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 ақпараттық қосымшада тәжірибелі үлгілерге сынау жүргізу бойынша нұсқаулықтар бар.

3.4 Арналуы және сейсмооқшаулағыш құрылғыларға қойылатын талаптар

3.4.1 Сейсмооқшаулағыш құрылғылар сейсмикалық әсерлер кезінде құрылыстардың бұзылуын алдын алуға немесе барынша азайтуға, сонымен қатар әртүрлі типтегі техногенді көздер арқылы: қозғалатын көлікпен, дірілдейтін механизмдермен және басқаларымен жасалатын діріл деңгейлерін төмендетуге арналған.

3.4.2 Сейсмооқшаулағыш құрылғыларға қойылатын негізгі талаптар:

- барлық элементтер және барлық құрылғы жалпы шекті рұқсат етілетіндерді қосқанда, барлық орын ауыстырулар кезінде орнықты болуы тиіс;
- серпімді элементтер орын ауыстыру үдеген кезде үдемелі кедергіге ие болуы тиіс;
- құрылғылардың элементтері айнымалы жүктемелердің әсерлері кезінде өз қасиеттерін өзгертпеуі тиіс;
- құрылғылардың элементтері құрылыстың қызмет ету мерзімінде өз қасиеттерін өзгертпеуі тиіс, тозған (ескірген) элементтерді ауыстыру тәсілдері қарастырылуы тиіс;
- құрылғылардың барлық элементтерінің параметрлері өлшенетін инженерлік сипаттамалармен жазылуы тиіс, оларды эксперименттік әдіс арқылы тексеруге болады.

3.4.3 Сейсмооқшаулағыш жүйенің параметрлері:

- жеке тербелістер кезеңінің ұлғаю шамасын бағалау үшін қажетті серпімділік коэффициенті;
- резонансты аумақтарда сейсмооқшауланған конструкциялардың орын ауыстыруын бағалау үшін қажетті демпфирлеуші құрылғылардың энергиясын диссипациялау коэффициенті;
- шағын жүктемелер: жел, орташа және әлсіз жер сілкіністерінің әсерлері кезінде сейсмооқшаулағыш жүйенің қаттылық коэффициенті.

4 СЕЙСМИКАЛЫҚ ӘСЕРІ

4.1 Құрылыстың сейсмикалық төзімділігін есептеу үшін қажетті сейсмикалық әсерлер кезіндегі топырақ беті қозғалысының сипаттамалары

4.1.1 Құрылыстың сейсмикалық әсерлерін есептеу барысында топырақ қозғалысының келесі параметрлері ерекше қызығушылық тудырады:

- орын ауыстырудың шектік мәні;
- жылдамдықтың шектік мәні;
- үдеудің шектік мәні.

ҚР НТҚ 08-02.1-2013

4.1.2 Есептік орын ауыстыруларды және ҚР НТҚ 08-01.1-2012 ұсынылған топырақ жылдамдығын анықтауға арналған формулалар төменде берілген.

4.1.2.1 Топырақты үдетудің есептік мәніне және сейсмикалық әсерлердің көлденең компоненттері үшін серпімді реакциялар спектрінің қабылданған түріне сәйкес келетін топырақты көлденең орын ауыстырудың есептік мәні d_g ҚР НТҚ 08-01.1-2012 4.2.4.1-тармақшасында берілген келесі формула арқылы бағалануы мүмкін:

$$d_g = 0,075 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_E, \quad (4.1)$$

мұндағы

a_g – ІА топырақ жағдайларының түрлері үшін есептік үдету;

S – топырақтың сейсмикалық қасиеттерін сипаттайтын коэффициент;

T_C – топырақ жағдайларының қарастырылып отырған түріне сәйкес келетін спектральды үдетулердің стандартты графигінің тұрақты учаскесіндегі кезеңнің максималды мәні;

T_E – мәні шартты түрде 2 с тең тербеліс кезеңі;

4.1.2.2 Топырақты үдетудің есептік мәніне және сейсмикалық әсерлердің көлденең компоненттері үшін серпімді реакциялардың спектрінің қабылданған түріне сәйкес келетін топырақтың көлденең жылдамдығының v_g есептік мәні 4.2.4.2-т. ҚР НТҚ 08-01.1-2012 берілген келесі формула арқылы бағалануы мүмкін:

$$v_g = 0,25 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \quad (4.2)$$

4.1.3 Жер сілкінісінің ұзақтығы конструкцияның тербеліс қарқындылығына әсер етеді: орташа үдеулері бар ұзақ жер сілкінісі үлкен үдеулері бар қысқа мерзімді жер сілкіністерінің бұзылуларымен салыстырғанда масштабы бойынша үлкен бұзылулардың себебі болуы мүмкін.

4.1.4 Құрылыс тербелісінің амплитудасы сейсмикалық әсерлердің басым жиіліктері конструкцияның жеке жиіліктеріне жақын немесе дәл келген кезде біршама күшейеді, сондықтан сейсмикалық әсерлердің жиілік құрамы маңызды сипаттама болып табылады. Көптеген жағдайларда сейсмикалық әсерлерге ұшыраған конструкция нүктелерінің орын ауыстыруы, жылдамдығы және үдеуі топырақ бетінің тербеліс параметрлерін біршама арттырады.

4.1.5 Жоғарыда аталған барлық факторлардың құрылыс реакциясына ықпал етуі максималды реакциялардың спектрлерімен (жауаптар спектрлері) аса қолайлы ескеріледі, олар әртүрлі жеке жиіліктері және топырақтың тербелісіне әртүрлі демпфирлеу деңгейі бар бір еркін дәрежесімен жүйелердің реакциясын ұсынады.

4.1.6 Топырақ тербелісінің және жауап спектрлерінің максималды кинематикалық сипаттамалар параметрлерінен басқа топырақ қозғалысының басқа маңызды сипаттамасы топырақ тербелісін үдетудің Фурье амплитудалық спектрі болып табылады. Үдету функциясының Фурье спектрлері бойынша анықталатын ақпаратты акселерограмма түрі бойынша бағалау мүмкін емес. Фурье спектрлері теориясының қысқаша мазмұны және нақты жер сілкінісінің акселерограмма спектрлерінің мысалдары Б қосымшасында берілген.

4.1.7 Фурье амплитудалық спектрлерін қолдану жобалаушыларға құрылысты жобалаудың бастапқы кезеңінде қандай жиілік диапазондарында көлденең және тік

тербелістер кезінде сейсмикалық әсерлердің энергиясы шоғырланғандығын бағалау мүмкіндігін береді.

4.2 Реакциялардың (жауаптардың) спектрлері

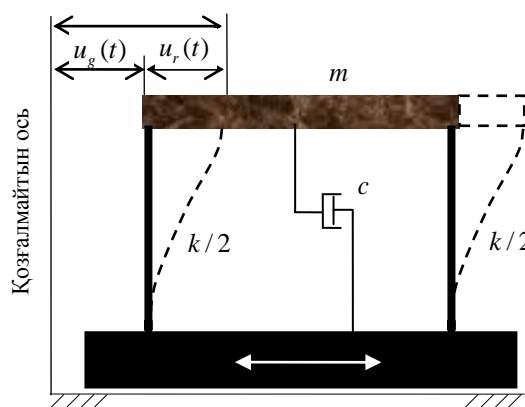
4.2.1 Реакция спектрі берілген топырақ қозғалысында бір еркін дәрежесі бар барлық мүмкін жүйелердің реакцияларының максималды мәндерінің (максималды орын ауыстыру, максималды қозғалыстар, максималды үдеулер) графигін ұсынады. Жауап спектрлері құрылыстың сейсмикалық әсерге әрекетін тек анықтап қана қоймай, сонымен қатар демпфирлеуші қасиеттерін, топырақ жағдайларын және конструкциялау және конструкцияны есептеу үшін қажетті көптеген басқа факторларды ескереді. Кейбір нормативтік құжаттарда реакция спектрлерін жауап спектрлері деп атайды.

4.2.2 Сейсмикалық әсерлерде максималды реакция спектрлерін тұрғызу үшін салмақтан, серіппеден және демпферлерден тұратын қарапайым механикалық жүйелердің модельдері қолданылады (4.1-сурет) Бастапқы сейсмикалық әсерлер ретінде негіздің тербелісін $-u_g(t)$ орын ауыстыруын немесе көбінесе уақыт бойынша оның екінші туындысы - акселерограмманы $\ddot{u}_g(t)$ анықтайтын функция беріледі.

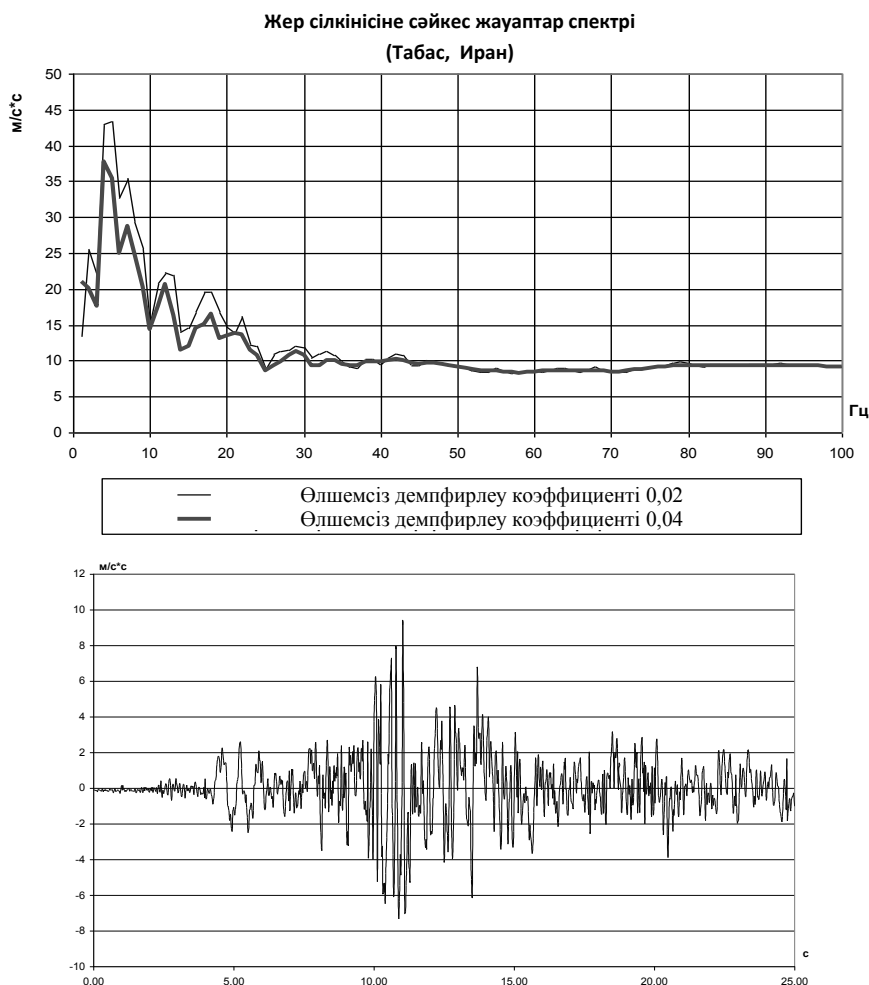
4.2.3 Реакция спектрлерін жасау үшін бағдарламалар әзірленді, олар үшін бастапқы мәліметтер ықтимал жер сілкінісі кезінде құрылыс алаңының топырақ беті тербелісінің акселерограммасы болып табылады.

4.2.4 4.2-суретте топырақ беті тербелісінің акселерограммасы және оған сәйкес максималды үдеулердің спектрі берілген [1,2,3].

4.2.5 Реакция спектрлері жер сілкінісі энергиясының көп бөлігі шоғырланған жиіліктердің аумағын көрсетеді. Жауап спектрлерін талдау жеке тербеліс жиілігін және жүйені демпфирлеуді өзгерте отырып, құрылыстың сейсмикалық әсерлерге реакциясын біршама азайтуға болатындығын көрсетеді.



4.1-сурет – Реакция спектрлерін жасауға арналған есептік схема



4.2-сурет – Топырақ беті тербелісінің акселерограммасы және оған сәйкес жауаптар спектрі - максималды үдеулер спектрі

4.2.6 3.2.2.1(1)Р ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 сәйкес сейсмикалық әсер етудің базалық көрінісі бір еркін дәрежесі бар жүйелерді сызықтық-серпімді деформациялау болжамында жасалған үдеулердегі реакция спектрлерінің көмегімен топырақтың сейсмикалық қозғалыс параметрлерінің сипаттамасы негізделеді.

4.2.7 Қолданылған реакция спектрі оқшауланбаған конструкциялар үшін ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 3.2.2.2-тармағында көрсетілген серпімді реакция спектрінен кем болмауы тиіс және ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 3.2.2.5(8)Р-тармақшасына сәйкес энергияны диссипациялау жүйелерімен құрылыстарды жобалау үшін жеткілікті болмайды.

4.2.8 Құрылыс алаңдарының топырақ жағдайларын сейсмикалық қасиеттері бойынша ҚР НТҚ 08-01.1-2012 3.1-кестеде берілген жіктеуге сәйкес анықтау ұсынылады.

4.2.9 [3.2.2.3(1)Р] Құрылыс алаңдарын 6.5 шамадан асатын магнитудмен жер сілкінуді генерациялауға қабілетті белгілі белсенді опырылудан көлденеңінен 10 км шектерге орналастырған кезде осы алаңға сәйкес келетін арнайы реакция спектрлері қолданылуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Егер жылжу жылдамдығының орташа шамасы кемінде 1 мм/жыл болса және голцен кезеңінде (соңғы 11000 жыл) сейсмикалық белсенділіктің топографиялық растамасы бар болса, опырылуды белсенді деп санау ұсынылады.

4.2.10 ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 спектрлерінің орнына ҚР НТҚ 08-01.1-2012 берілген спектрлерді қолдану ұсынылады. Қолдануға қолайлы болу үшін Құралда осы спектрлерді жасау әдістемесі берілген (В қосымшасын қараңыз).

4.2.11 ҚР НТҚ 08-01.1-2012 4.2.2.1-тармақшасына сәйкес сейсмикалық әсерлердің көлденең компоненттері үшін серпімді реакциялар спектрі $S_e(T)$ келесі формуламен анықталады:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], \quad (4.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \quad (4.4)$$

$$T_C \leq T: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \quad (4.5)$$

мұндағы

$S_e(T)$ – серпімді реакциялар спектрі;

T – бір еркін дәрежесі бар сызықтық жүйенің тербеліс кезеңі, с;

a_g – ІА типті топырақ жағдайлары кезіндегі негіздердің есептік үдеуі ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR(475)}$ немесе $a_g = \gamma_I \cdot 0,667 \cdot a_{gR(2475)}$ мәндерінің үлкені);

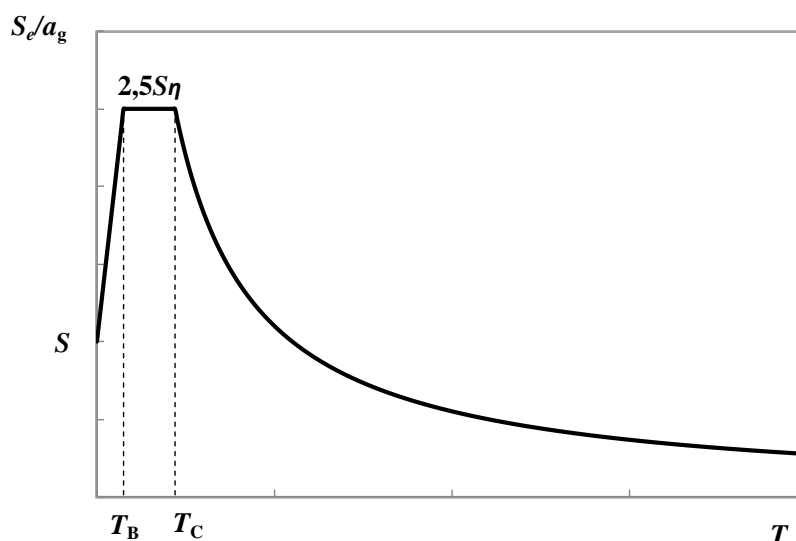
T_B – спектральды үдеу графигінің тұрақты учаскесіндегі кезеңнің минималды мәні, с;

T_C – спектральды үдеу графигінің тұрақты учаскесіндегі кезеңнің максималды мәні, с;

η – тұтқыр демпфирлеу $\zeta = 5\%$ коэффициенті үшін $\eta = 1$ референтті мәнімен демпфирлеу бойынша түзету коэффициенті;

S – топырақтың сейсмикалық қасиеттерін сипаттайтын коэффициент (құрылыс алаңының топырақ жағдайларының түрі).

Сейсмикалық әсерлердің көлденең компоненттері үшін серпімді реакциялар спектрінің жалпы түрі 4.3-суретте көрсетілген.



4.3-сурет – Сейсмикалық әсерлердің көлденең компоненттері үшін серпімді реакция спектрінің түрі

ҚР НТҚ 08-02.1-2013

4.2.12 T_B және T_C кезеңдерінің мәндері және серпімді реакциялардың спектр түрін сипаттайтын топырақ жағдайларының S коэффициенті ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012, 3.2.2.2(2)Р-тармақшасына сәйкес топырақ жағдайларының түріне байланысты.

T_B , T_C және S қабылданған мәндер 4.1 және 4.2-кестелерде берілген, сәйкесінше (ҚР НТҚ 08-01.1-2012 4.2 және 4.3-кестелерді қараңыз).

4.1-кесте – T_B және T_C мәндері

Сейсмикалық қасиеттері бойынша топырақ жағдайларының түрі	T_B , с	T_C , с
IA	0,15	0,44
IB	0,15	0,44
II	0,25	0,64
III	0,375	0,96

4.2-кесте – S коэффициентінің мәндері

Сейсмикалық қасиеттері бойынша топырақ жағдайларының түрі	a_g шамасына тәуелді S мәні
IA	1,0
IB	$1,0 \leq (1,4 - a_g/g) \leq 1,2$
II	$1,1 \leq (1,8 - 2 \cdot a_g/g) \leq 1,6$
III	$1,2 \leq (2,8 - 5 \cdot a_g/g) \leq 2,4$

4.2.14 ҚР НТҚ 08-01.1-2012 4.2.2.3-т. сәйкес η коэффициентінің мәнін (4.6) және (4.7) формулалардың көмегімен анықтау ұсынылады:

$$T \leq 1,0 \text{ с кезінде} \quad \eta = \rho; \quad (4.6)$$

$$T \geq 1,0 \text{ с кезінде:} \quad \eta = \rho(1/T)^\lambda. \quad (4.7)$$

(4.6) – (4.7) формулаларында ρ және λ мәндері келесі түрде анықталады:

$$\rho = 1 + \frac{0,05 - 0,01\xi}{0,05 + 0,02\xi - 3(0,01\xi)^2}, \quad (4.8)$$

$$\lambda = \frac{0,05 - 0,01\xi}{0,33 + 0,09\xi}. \quad (4.9)$$

мұндағы ξ – пайызбен берілген тұтқыр демпфирлеу коэффициенті.

ЕСКЕРТПЕ (4.6) – (4.9) формулалар η коэффициентінің мәнін барынша шынайы бағалауға мүмкіндік береді.

4.2.15 ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012, 3.2.2.2(5)Р сәйкес $S_{De}(T)$ орын ауыстырулардағы серпімді реакция спектрі келесі формуланың көмегімен $S_e(T)$ үдеулердегі серпімді реакция спектрін тікелей түрлендіру арқылы алынуы мүмкін:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2. \quad (4.10)$$

ЕСКЕРТПЕ Спектральды үдету абсолюттік үдеу болып табылатындығын және негізге плюс негіз үдеуіне салыстырмалы салмақтың үдеуін ұсынатындығын ескеру керек. Салмаққа әсер ететін инерциялық күшке пропорционалды абсолюттік үдеу. Спектральды орын ауыстыру – бұл негізгі салыстырмалы салмақтың орын ауыстыруы. Спектральды орын ауыстыру қалпына келетін күшке пропорционал.

4.3 Серпімді талдауға арналған есептік спектрлер

4.3.1 Көпір конструкцияларының қабілеттігі сызықтық емес демпфирлеу аумағында сейсмикалық әсерлерге қарсы тұрады, сызықтық-серпімді реакция болжамдарында анықталғандарға қарағанда кіші сейсмикалық жүктемелерде оларды жобалау мүмкіндігіне жол беріледі.

4.3.2 ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012, 3.2.2.5(2)-тармақшасына сәйкес құрылыстар олардың элементтерінің және арнайы құрылғыларының сызықтық емес әрекеттері есебінен сейсмикалық тербелістердің энергиясын ыдырату қабілеттігіне ие. Бұл қабілеттілік ординат мәндері серпімді реакция спектрлерінің ординат мәндеріне салыстырмалы азайтылған реакция спектріне негізделген серпімді есептеуді орындап, жобалау барысында сызықтық емес талдауды орындаудың алдын алуға мүмкіндік береді.

4.3.3 Азайтылған ординат мәндері бар реакция спектрі бұдан былай «есептік спектр» деп аталады. Серпімді реакциялардың спектрін азайтуға q әрекет коэффициентін қолдану арқылы қол жеткізіледі.

4.3.4 ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012, 3.2.2.5(3)Р-тармақшасына сәйкес q әрекет коэффициенті сейсмикалық жүктемелердің қатынасының жуық мәнін ұсынады, сейсмикалық жүктемелер оның толықтай серпімді реакциясы және сейсмикалық жүктемелерге тұтқыр демпфирлеу 5 % кезінде құрылысқа әрекет етеді, олар құрылыстың қанағаттанарлық реакциясын қамтамасыз ететін серпімді есептеудің қарапайым моделі негізінде құрылысты жобалау барысында қолданылуы мүмкін.

ЕСКЕРТПЕ 5 % ерекшеленетін тұтқыр демпфирлеу ықпалын ескеретін q әрекет коэффициентінің мәндері ҚР ҚН EN 1998 берілген Құралдарда олардың кластарына сәйкес келетін икемділігіне сәйкес әртүрлі материалдар және конструктивтік жүйелер үшін берілген. q әрекет коэффициентінің мәні құрылыстың әртүрлі көлденең бағыттары үшін әртүрлі болуы мүмкін, бірақ икемділік класы барлық бағыттарда бірдей болуы тиіс.

4.3.4 Сейсмооқшауланған көпірлердің конструкцияларын есептеу шектеулі икемділік $q \leq 1,5$ жағдайларында қарастырылуы тиіс (ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 қараңыз), сондықтан Құралды қолдану ыңғайлығы үшін төменде ҚР НТҚ 08-01.1-2012 алынған есептік спектрлер беріледі.

4.3.5 Сейсмикалық әсерлердің көлденең компоненттері үшін есептік спектр $S_d(T)$
4.2.5.4 ҚР НТҚ 08-01.1-2012 сәйкес келесі формулалармен анықталады:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \text{ бірақ кем емес } a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}; \quad (4.11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}; \quad (4.12)$$

$$T \geq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \text{ бірақ кем емес } \beta \cdot a_g, \quad (4.13)$$

мұндағы

a_g, S, T_B және T_C — 4.2.2.1-тармақта ҚР НТҚ 08-01.1-2012 анықталған;

$S_d(T)$ — сейсмикалық әсерлердің көлденең компоненттері үшін есептік спектр;

q — әрекет ету коэффициенті;

β — $0,2 \cdot S$ тең болып қабылданатын көлденең компоненттер үшін есептік спектрдің төменгі шекара көрсеткіші.

ЕСКЕРТПЕ 1 ҚР НТҚ 08-01.1-2012 4.2.5.4-тармақшасында берілген формулалармен анықталатын сейсмикалық әсерлердің көлденең компоненттеріне арналған реакциялардың есептік спектрлерінің түрі ҚР ҚН ЕН 1998-1:2004/2012 3.2.2.5(4)Р-тармақшасында берілген формулалармен анықталатын түрінің орнына қабылданған.

ЕСКЕРТПЕ 2 Сейсмикалық әсерлердің тік компоненттеріне арналған реакциялардың есептік спектрлерінің түрі берілмейді, себебі бұл спектрлер көпірлердің сейсмоқшаулағыш құрылғыларын есептеу кезінде қолданылмайды.

4.4 Уақытша аумақта сейсмикалық әсерлерді ұсыну

4.4.1 [7.4.2(1)P] Сейсмикалық әсерлерді беру кезінде ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012) 3.2.3-тармағының шарты орындалуы тиіс.

4.4.2 [3.2.3(1)P] Уақытша аймақта сызықтық емес есептеулерді орындау барысында топырақ қозғалысы теңдеуінің компонентінің ең кемінде үш жұбы қолданылуы тиіс. Осы жұптар есептік сейсмикалық әсерлер анықтайтын көзге және параметрлерге дейінгі арақашықтық магнитудасын көрсете отырып тіркелген оқиғалар қатарынан таңдалуы тиіс.

4.4.3 [3.2.3(2)P] Топырақ қозғалысының жазылған теңдеулері жұптарының жеткілікті мөлшері болмаған жағдайда сәйкесінше модификацияланған жазуларды немесе синтезделген үдеу сейсмограммаларын қолдануға болады.

4.4.4 [3.2.3(3)P] Есептік сейсмикалық әсерлерді 5 % демпфирлеу арқылы реакцияның сәйкесінше серпімді спектрмен қиысуының орын ауыстыру амплитудасын масштабтау арқылы орнатуға болады.

а) Көлденең орын ауыстырулардың жұбымен сипатталған әрбір жер сілкінісі үшін SRSS спектрін анықтау керек, бұл үшін әрбір компоненттің 5 % демпфирленген спектрінің шаршы қосындысынан шаршы түбірін табу керек.

б) Жеке жер сілкінулер үшін SRSS спектрінің орташа мәнін қолдану арқылы жер сілкіну үйлесімінің спектрін анықтау (жоғарыны қараңыз).

в) Осы үйлесімдегі спектрді масштабтауды ол $0,2T_1$ бастап $1,5T_1$ дейін кезең диапазонында серпімді реакциялардың 5 % демпфирленген спектрден 1.3 есе кем болмайтындай етіп жүргізу керек, мұндағы $1,5T_1$ — бұл икемді көпір үшін

конструкцияның жеке тербелістерінің кезеңі немесе сейсмикалық оқшауланған көпір үшін сейсмооқшаулағыш жүйенің (T_{eff}) тиімді кезеңі (осы Құралдың 7.2-тармағын қараңыз).

г) Алдыңғы кезеңде шығарылған масштабты коэффициент сейсмикалық қозғалыстың барлық жеке компоненттеріне қолданылуы тиіс.

4.4.5 [3.2.3(4)] Егер сейсмограммамен жазылған компоненттердің SRSS спектрі есептік сейсмикалық әсерлердің серпімді реакция спектрлерінің сәйкесінше мәндеріне қатынасы 4.4.4-тармақта көрсетілген кезеңдер диапазонында үлкен ауытқуды білдіретін үдеулерді көрсететін болса, онда модификацияланған компоненттердің SRSS спектрі көп шамада есептік сейсмикалық әсерлердің серпімді реакция спектріне сәйкес болатындай жүргізу керек.

4.4.6 [3.2.3 (5) P] Жер сілкіну жазбаларының әрбір жұбының компоненттері бір уақытта қолданылуы тиіс.

4.4.7 [3.2.3(6)] Егер жер сілкінісі кезінде жазылған топырақтың үш компонентті ығысуы уақытша аумақта сызықтық емес талдау үшін қолданылатын болса, компоненттердің көлденең жұптарын масштабтау 4.4.4-тармаққа сәйкес тік құраушыларды масштабтауға тәуелді жүзеге асуы мүмкін. Бұл масштабтау көптеген спектрлердің орташа мәні $0,2T_v$ бастап $1,5T_v$ дейін кезеңдер диапазонында тік есептік сейсмикалық әсерлер кезінде серпімді реакцияның бес пайыздық референтті демпфирлеу спектрінен 10 % төмен болмайтындай етіп орындалуы тиіс, мұндағы T_v — бұл тік құраушы реакциясы көлденең құраушы реакциясынан басым болғандағы ең төменгі режим кезеңі (бұл салмақтың қатысу коэффициентімен белгіленеді).

4.4.8 [3.2.3(7)] Сонымен қатар 4.4.2-тармақтағы талаптармен үйлесімді әртүрлі сейсмикалық орын ауыстыру тік жазбаларымен комбинацияда топырақтың ығысуының көлденең жазбаларының жұптарын қолдануға жол беріледі. Көлденең және тік жазбалардың жұптарын тәуелсіз масштабтау 4.4.7-тармағына сәйкес орындалуы тиіс.

4.4.9 [3.2.3(8)] 4.4.7 және 4.4.8-тармақтағы жазылған тік құраушылардың модификациясы 4.4.5-тармақта көрсетілген әдісті қолдану кезінде рұқсат етіледі.

5 СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ҚҰРЫЛҒЫЛАР

5.1 Заманауи сейсмооқшаулағыш құрылғылардың негізгі түрлері

5.1.1 Соңғы онжылдықта көптеген объектілерді (көпірлерді, бөгеттерді, атом станцияларын, ғимараттарды және т.б.) салу кезінде әртүрлі сейсмооқшаулағыш құрылғылардың көп мөлшері әзірленді, сыналды және қолданылды.

Тәжірибеде өте ауқымды қолдануды алған сейсмооқшаулағыш тірек бөліктерінің негізгі түрлері [4, 5, 6]:

- демпфирлеу коэффициенті аз табиғи немесе синтетикалық резеңкеден жасалған резеңке-металл тірек бөліктері;

- демпфирлеу коэффициенті көп табиғи резеңкеден жасалған резеңке-металл тірек бөліктері;

- қорғасын өзегі бар табиғи резеңкеден жасалған резеңке-металл тірек бөліктері.

5.1.2 Сырғанауға (жылжуға) жол беретін тірек бөліктері:

- тегіс тірек бөліктері;
- сфералық тірек бөліктері.

ЕСКЕРТПЕ Есептеу үшін қажетті тірек бөліктерінің сипаттамалары әдетте дайындаушы фирмалардың анықтамалықтарында беріледі.

5.2 Резеңке-металл эластомерлі тірек бөліктері

5.2.1 Резеңке-металл тірек бөліктері тіреулерге немесе аралық құрылыс астындағы аралық тіректерге орнатылады. Бұл құрылғылар тік жүктемеге қарапайым тірек бөліктері сияқты, ал көлденең сейсмикалық жүктемеге сейсмооқшауландырғыштар сияқты жұмыс істейді (Г қосымшасын қараңыз).

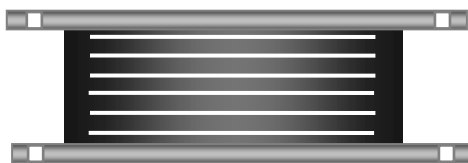
5.2.2 Резеңке-металл тірек бөліктері цилиндрлер түрінде немесе табиғи немесе синтетикалық резеңкеден және металл табақтардан жасалған тікбұрыштар түрінде жасалады. Тірек бөліктері резеңке қабаттарынан және металл табақтардан тұрады. Металл табақтар тік қаттылықты қамтамасыз еткен кезде, резеңке қабаттары көлденең икемділікті қамтамасыз етеді. Резеңке болат табақтарды коррозиядан қорғау үшін тірек бөліктерінің барлық сыртқы беттерін жабады.

5.2.3 Көлденең бағытта икемділікті қамтамасыз ету үшін сейсмооқшаулағыш тірек бөліктері қарапайым тірек бөліктерімен салыстырғанда өте жоғары жасалады.

5.2.4 Резеңке-металл тірек бөліктерінің сипаттамалары динамикалық сынаулар кезінде анықталады, бұл кезде тірек бөліктері тұрақты тік жүктемеге және гармоникалық көлденең күшке ұшырайды.

5.3 Демпфирлеу коэффициенті аз табиғи немесе синтетикалық резеңкеден жасалған тірек бөліктері

5.3.1 Осы түрдегі тірек бөліктері табиғи немесе синтетикалық резеңкеден және металл табақтардан тұрады (5.1-сурет).



5.1-сурет – Табиғи немесе синтетикалық резеңкеден жасалған тірек бөлігі

5.3.2 Негізгі қасиеттері:

- орын ауыстырудың жылжу кезіндегі күшке сызықтық тәуелділігі 100% дейін және одан жоғары;
- демпфирлеу коэффициенті небәрі 2% бастап 3% дейін.

5.3.3 Оң сапалары:

- өндіру қарапайымдылығы;
- модельдеу кезіндегі қарапайым есептік схема;

- тірек бөлігінің реакциясы жүктеме шамасына, жүктеменің уақыт бойынша өзгеру сипаттамасына, қоршаған ортаның температурасына және уақытына (материал тозуға ұшырамаған) тәуелді емес.

5.3.4 Кемшіліктері:

- қосымша демпфирлеу құрылғыларын орнату қажет.

5.3.5 Жылжыту кезіндегі тірек бөлігінің қаттылығы келесі формула бойынша анықталады:

$$k = \frac{GA}{h}, \quad (5.1)$$

мұндағы G - резеңкенің жылжу модулі (көпір тірек бөліктері үшін әдетте жылжу модулі бар резеңке қолданылады $G=1\text{МПа}$),

A - тірек бөлігінің көлденең қимасының ауданы,

h - резеңке қабаттардың жалпы қалыңдығы.

5.3.6 Тірек бөлігінде тұрған салмақтың ауытқу кезеңін бағалау үшін келесі формуланы қолдануға болады:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{Mh}{GA}} = 2\pi \sqrt{\frac{Sh\gamma A'}{Ag}}, \quad (5.2)$$

мұндағы γ - жылжыту деформациясы, өзгеру диапазоны 0,9 бастап 1,4 дейін.

A' - максималды жылжу кезіндегі жоғарғы беттің тірек бөлігінің төменгі бетін жабу ауданы,

S - көпірлерде қолданылатын тірек бөліктері үшін пішін коэффициенті 3 бастап 40 дейінгі мәндерді қабылдайды (ең алдымен тірек бөлігінің өлшемдеріне және резеңке қабатының қалыңдығына байланысты).

Ең алдымен тікбұрышты тірек үшін пішін коэффициенті (қабаттардың a және b өлшемдері) келесі формула бойынша анықталады:

$$S = \frac{ab}{2h(a+b)} \quad (5.3)$$

5.4 Демпфирлеу коэффициенті жоғары табиғи резеңкеден жасалған тірек бөліктері

5.4.1 Осы түрдегі тірек бөліктері толтырғышы және болат табақтары бар табиғи резеңкеден тұрады (5.2-сурет).

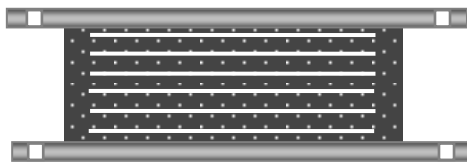
5.4.2 Негізгі қасиеттері:

- рұқсат етілетін жылжу деформациялары 200 - 350%;
- 100% ретінде жылжу деформациясы кезінде 10% бастап 20% дейінгі демпфирлеу коэффициенті, демпфирлеуді ұлғайту резеңкеге ұсақ-дисперсті күйені, канифольді және басқа патенттерленген қоспаларды қосу арқылы қол жеткізіледі;
- 0,40 бастап 1,4 МПа дейінгі жылжу модулі.

5.4.3 Ерекше қасиеттері:

- демпфирлеуді анықтайтын тиімді қаттылық және шама эластомер және толтырғыштардың түріне, сығу жылдамдығы және жүктеу жылдамдығына байланысты;

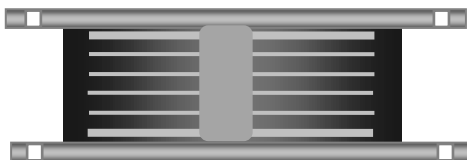
- қатты демпфирленген материалдардың динамикалық сипаттамалары – қаттылық және демпфирлеуші қасиеттері алдыңғы жүктемелерге байланысты. Мысалы, бұрын жүктемелерге ұшыраған тірек бөліктерінің сипаттамалары (қаттылық және демпфирлеу) бірінші болып жүктелетін тірек бөліктерінің сипаттамаларымен салыстырғанда кемуі мүмкін.



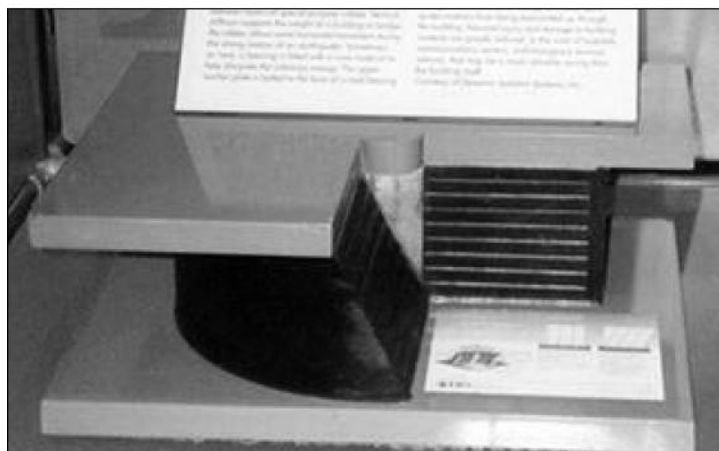
5.2-сурет - Демпфирлеуші қасиеттерді арттыру үшін толтырғыштары бар табиғи резеңкеден жасалған тірек бөлігі

5.5 Қорғасын өзегі бар резеңке-металл тірек бөліктері (демпфирлеу коэффициенті төмен табиғи немесе синтетикалық резеңкеден жасалған)

5.5.1 Қорғасын өзегі бар эластомерлі тірек бөліктері кең қолданылады (5.3, 5.4-суреттер). Бұл тірек бөліктері 1975 жылы Жаңа Зеландияда ойлап табылған және осы уақытқа дейін Жапония, АҚШ, Канада және Еуропа елдері сияқты көптеген елдерде кең қолданылады. Олар резеңке қабаттарынан, болат табақтардан және қорғасын өзектерден тұрады [5,6].



5.3-сурет – Қорғасын өзегі бар табиғи резеңкеден жасалған резеңке-металл тірек бөлігі



5.4-сурет - Қорғасын өзегі бар резеңке-металл тірек бөлігі

5.5.2 Демпфирлеу коэффициенті төмен материалдан жасалған резеңке қабаттар

көлденең икемділікті қамтамасыз етеді. 100% жылжу деформациясы кезіндегі 0,6 – 0,7 Мпа жылжу модулі. Максималды жылжу деформациясы 125-200%. Әдетте тірек бөліктерінде жылжу деформациясы 200 % аспайтын болғандықтан, деформацияның және олардың вариациясының сипаттамаларының тәуелділігі жоғары демпфирлеу коэффициенті бар тірек бөліктеріндегі сияқты айтарлықтай елеулі емес.

5.5.3 Болат пластиналар тік қаттылықты қамтамасыз етеді және резеңкенің көлденең ісінуін шектейді.

5.5.4 Тірек бөлігіне тығыздалған қорғасын өзек қорғасынның аққыштық салдарынан энергияның ыдырауын қамтамасыз етеді. Қорғасын өзегінің аққыштық кернеуі бастапқы моментте 10,5 Мпа тең. Циклді жүктеу барысында қаттылық температураның артуы салдарынан кемиді. Гистерезисті қисық сызық орын ауыстыруға қатаң тәуелді. Қажу құбылыстары байқалмайды, себебі қорғасын қалыпты температура кезінде қайта кристалданады.

5.5.5 Қорғасын өзегі бар тірек бөліктері (Lead rubber bearing) әлемде (LRB) немесе (DIS) маркасымен белгілі. Осы тірек бөліктерінің типтік өлшемдері және олардың көтергіш қабілеттігінің мәндері 5.1-кестеде берілген.

Бұл тіректер қолданыстағы ескі көпірлердің сейсмикалық төзімділігін күшейту үшін, сол сияқты жаңа көпірлерді тұрғызу үшін қолданылады [5].

5.5.6 Қорғасын өзегі бар тірек бөліктерінің тиімділігі энергияны жоғары диссипациялаумен ескертілген. Мұндай тірек бөлігі өзін серпімді-икемділік элемент сияқты көрсетеді (Г қосымшасын қараңыз).

5.5.7 [7.5.2.3.3(9)] Қорғасын-резеңке тірек бөліктері (LRB) цилиндрлі қорғасын өзекшесі бар әлсіз-демпфирлеуші тірек бөліктерінен тұрады. Қорғасын өзекшесінің аққыштығы нәтижесінде осы құрылғылар гистерезисті қасиеттерге ие, оларды 5.5-суретте көрсетілгендей келесі параметрлермен бисызықты аппроксимация түрінде көрсетуге болады:

— серпімді қаттылық:

$$K_e = K_L + K_R, \quad (5.4)$$

мұндағы K_R және K_L жылжуға құрылғылардың эластомерлі және қорғасын бөліктерінің қаттылығын сипаттайтын параметрлерді ұсынады;

— серпімділік шектерінен тыс қаттылық: $K_p = K_R$;

— аққыштық күші: $F_y = F_{Ly}(1 + K_R/K_L)$,

мұндағы F_{Ly} — қорғасын өзекшенің аққыштық күші.

ЕСКЕРТПЕ 1 Егер $K_R \ll K_L$, онда $K_e \cong K_L$ и $F_y \cong F_{Ly}$

ЕСКЕРТПЕ 2 Қорғасын-резеңкелі тірек бөліктері (LRBs) ҚР СТ 15129-2012: «Сейсмикаға қарсы құрылғылар» талаптарына сәйкес келуі тиіс.

5.5.8 [7.5.2.3.2(1)] Гистерезисті режим. Оқшауландырғыштың «күш-орын ауыстыру» тәуелдігін 5.5-суретте көрсетілгендей бисызықты тәуелділігін қолдана отырып, көлденең бағытта аппроксимациялауға болады.

**5.1-кесте - DIS (кН) типті тірек бөліктеріне түсетін максималды жүктемелердің
шамаcы**

Жоспардағы өлшемдері А(мм) В(мм)		Ауданы (мм ²)	Резеңке қабатының қалыңдығы, (мм)			
			6,5	9,5	12,5	19
229	229	52258	236	160	125	85
254	254	64516	338	227	173	120
279	279	78064	463	311	236	165
305	305	92903	614	414	311	214
330	330	109032	796	534	405	276
356	356	126451	1,010	676	512	351
381	381	145161	1,263	845	641	436
406	406	165161	1,552	1,041	783	529
432	432	186451	1,882	1,259	952	641
457	457	209032	2,255	1,508	1,139	770
483	483	232903	2,678	1,793	1,348	912
508	508	258064	3,149	2,104	1,583	1,068
533	533	284516	3,674	2,455	1,846	1,241
559	559	312257	4,252	2,842	2,135	1,437
584	584	341290	4,888	3,265	2,455	1,650
610	610	371612	5,582	3,727	2,802	1,882
635	635	403225	6,343	4,234	3,185	2,135
660	660	436128	7,170	4,786	3,598	2,411
686	686	470322	8,064	5,382	4,043	2,713
711	711	505805	9,029	6,027	4,528	3,034
737	737	542580	10,070	6,721	5,048	3,380
762	762	580644	11,187	7,464	5,609	3,754
787	787	619999	12,383	8,264	6,205	4,154
813	813	660644	13,660	9,118	6,845	4,581
838	838	702579	15,025	10,026	7,530	5,040
864	864	745805	16,480	10,995	8,255	5,524
889	889	790321	18,023	12,023	9,029	6,040
914	914	836127	19,660	13,117	9,848	6,587

5.5.9 [7.5.2.3.2(2)] Төменде бисызықты аппроксимациялау параметрлері берілген:

d_y – аққыштыққа сәйкес орын ауыстыру;

$d_{bd} - d_{cd}$ сейсмооқшауландырғыш жүйенің есептік орын ауыстыруына сәйкес оқшауландырғышты есептік орын ауыстыру;

$E_D - 4(F_y d_{bd} - F_{\max} d_y)$ тең гистерезис ілмегімен жасалған ауданға тең есептік орын ауыстыру кезіндегі d_{bd} цикл ішіндегі ыдыраған энергия;

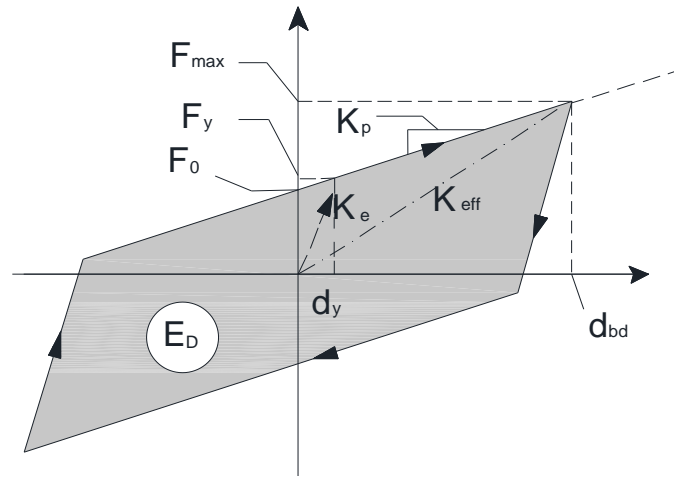
F_y – монотонды жүктеме жағдайларындағы аққыштық күші;

$F_0 - F_y - K_p d_y$ тең циклді жүктеменің әсеріндегі нөлдік орын ауыстыру кезіндегі күш;

F_{\max} – есептік орын ауыстыруға d_{bd} сәйкес максималды күш;

K_e – монотонды жүктеме кезінде F_y/d_y тең, сонымен қатар циклді жүктеме кезіндегі түсіру қаттылығына тең серпімді қаттылық;

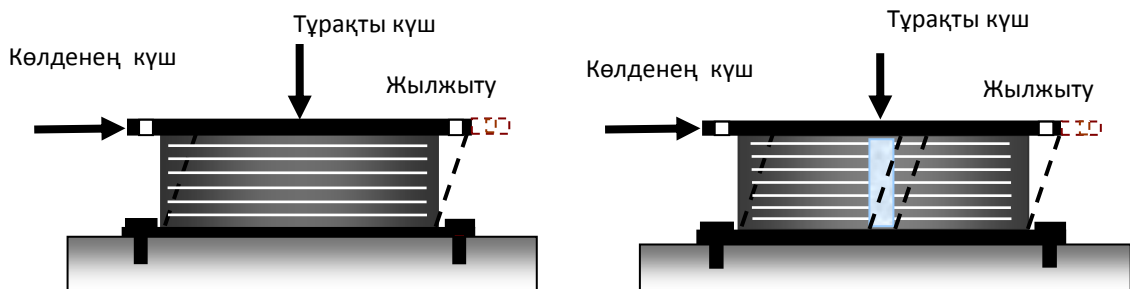
$K_p = (F_{\max} - F_y)/(d_{bd} - d_y)$ тең қаттылық шектерінен тыс (жанаспалы) қаттылық.



5.5-сурет — Гистерезисті әрекеттің «күш-орын ауыстыру» тәуелділігін бисызықты аппроксимациялау

5.6 Резеңке-металл тірек бөліктерінің есептік сипаттамалары

5.6.1 Резеңке-металл тірек бөліктерінің есептік сипаттамалары динамикалық сынаулар нәтижесінде анықталады, олар кезінде тірек бөліктері тұрақты тік жүктемеге және гармоникалық көлденең күшке ұшырайды. 5.6-суретте резеңке-металл тірек бөліктерінің демпфирлеуші қасиеттерін анықтау үшін жүктемелерді түсіру схемасы көрсетілген.



5.6-сурет - Тірек бөліктерінің демпфирлеуші қасиеттерін анықтау үшін жүктемелерді түсіру схемасы

5.6.2 Сынау нәтижесінде тербеліс циклі ішінде тірек бөлігі ыдырататын энергияға ауданы пропорционалды гистерезис ілмектері анықталады. 5.7-суретте эксперименталды жолмен анықталған әртүрлі типтегі резеңке-металл тірек бөліктерінің гистерезис ілмектері көрсетілген.

5.6.3 Резеңке-металл тірек бөліктерінің есептік сипаттамаларын гармоникалық әсерлерін сынау нәтижесінде алады (5.8, 5.9 және 5.10-суреттер). Мұндай сынаулар

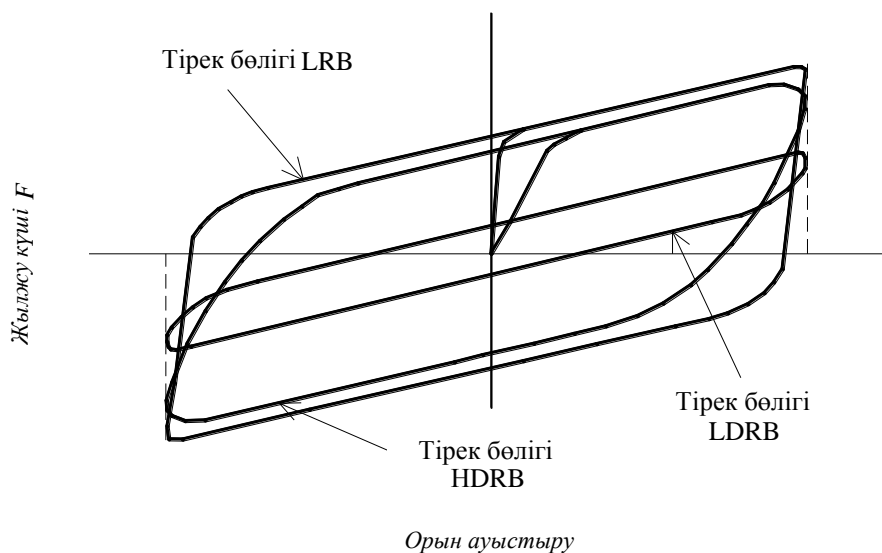
барысында тірек бөліктері тұрақты сығу жүктемелеріне ұшырайды, ал жоғарғы плитада берілген жиілік және амплитудамен мерзімді көлденең орын ауыстыру беріледі:
 $u(t) = u_0 \sin \omega t$.

5.6.4 Егер тірек бөліктері серпімді-тұтқыр элементтермен модельденетін болса, тірек бөліктерінде туындайтын серпімді күштер орын ауыстыруға пропорционалды, ал демпфирлеуші күштер жылдамдықтарға пропорционалды. Салдарлы күш (эксперименттерде өлшенетін) орын ауыстыруға және жылдамдыққа байланысты.

Бұл жағдайда осы орын ауыстыруларды тудыратын күштерді өлшеу жүргізіледі. Демпфирлеу болған кезде күштер фаза бойынша орын ауыстырулармен сәйкес келмейді, сондықтан күшке арналған формуланың келесі түрде болатындығын болжауға болады:

$$Q(t) = Q_0 \sin(\omega t + \varphi) = Q_0 \sin \omega t \cos \varphi + Q_0 \cos \omega t \sin \varphi, \quad (5.5)$$

Орын ауыстыруға арналған формуланы қолдана отырып, осы формуланы түрлендіреміз:



LDRB – демпфирлеу коэффициенті аз табиғи немесе синтетикалық резеңкеден жасалған резеңке-металл тірек бөліктері;

HDRB - демпфирлеу коэффициенті көп табиғи немесе синтетикалық резеңкеден жасалған резеңке-металл тірек бөліктері;

LRB - демпфирлеу коэффициенті аз және қорғасын өзегі бар резеңкеден жасалған резеңке-металл тірек бөліктері.

5.7-сурет - Әртүрлі типтегі тірек бөліктерінің гистерезисті қисық сызықтары

$$Q(t) = \frac{Q_0 \cos \varphi}{u_0} u_0 \sin \omega t + \frac{Q_0 \sin \varphi}{u_0 \omega} u_0 \omega \cos \omega t, \quad (5.6)$$

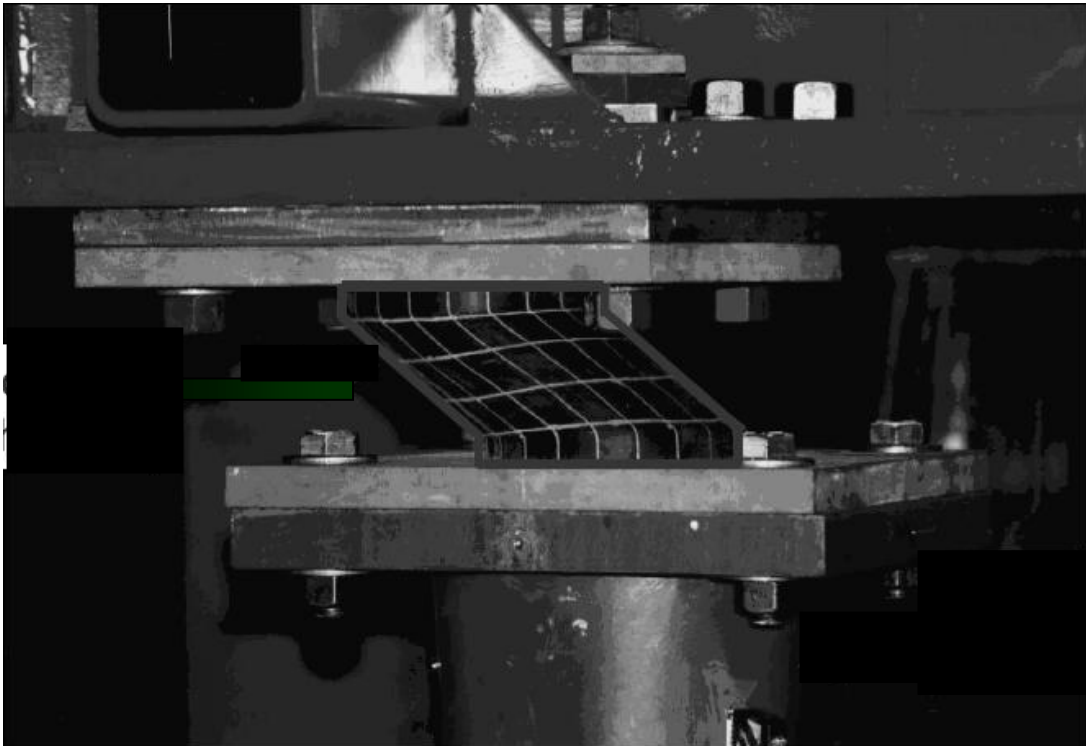
немесе

$$Q(t) = \frac{Q_0 \cos \varphi}{u_0} u(t) + \frac{Q_0 \sin \varphi}{u_0 \omega} \dot{u}(t), \quad (5.7)$$

Демпфирлеуші күш серпімді күштің $\frac{\pi}{2}$ шамасына қатысты фаза бойынша ығысқан.

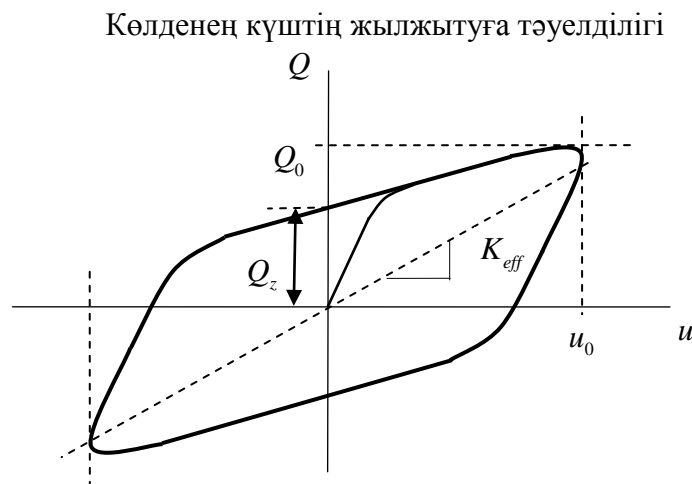
Осылайша, салдарлы күшті келесі түрде көрсетуге болады:

$$Q(t) = K_{eff}u(t) + C_{eff}\dot{u}(t), \quad (5.8)$$



5.8-сурет – Резеңке-металл тірек бөліктерін сынау кезіндегі демпфирлеу схемасы

K_{eff} және C_{eff} параметрлерін анықтау үшін резеңке-металл тірек бөлігін сынау кезінде алынған көлденең күштің орын ауыстыруға тәуелділік графигін қолданады (5.9-сурет).



5.9-сурет - Резеңке-металл тірек бөліктерін сынау кезіндегі типтік диаграммасы

$u(t)=0$ кезінде (5.6) формуладан: $Q_z = Q_0 \sin \varphi$, осылайша, орын ауыстыруға қатысты күштің ығысуының фазалық бұрышы келесі формуламен анықталады:

$$\sin \varphi = \frac{Q_z}{Q_0}.$$

(5.6) және (5.7) формулаларын ескере отырып, келесіні аламыз:

$$K_{eff} = \frac{Q_0}{u_0} \cos \varphi, \quad C_{eff} = \frac{Q_0}{u_0} \sin \varphi. \quad (5.9)$$

Демпфирлеудің салыстырмалы коэффициентін фазалық бұрыш үшін келесі формуланы қолдана отырып табуға болады: $\xi = \frac{1}{2} \tan \varphi$.

5.6.5 Серпімді және тұтқыр қасиеттерге ие элементтердің тәртібін сипаттау үшін жиналған энергияның шамасы тәуелді: «жиналған қаттылық» (storage stiffness) қабылданған ұғымы, және ыдырайтын энергияның шамасы тәуелді «жоғалған қаттылық» (loss stiffness) қабылданған ұғымы қолданылуы мүмкін. Бұл параметрлер келесі формулалармен анықталады:

$$K_S = K_{eff} = \frac{Q_0}{u_0} \cos \varphi \quad \text{және} \quad K_L = C_{eff} = \frac{Q_0}{u_0} \sin \varphi \quad \text{немесе} \quad K_L = \frac{Q_z}{u_0}. \quad (5.10)$$

Демпфирлеу коэффициенті келесі формула бойынша анықталады

$$C_{eff} = \frac{K_L}{\omega} \quad (5.11)$$

5.6.6 «Жоғалған қаттылық» энергияның ыдырауы тұрғысынан тірек бөлігін сипаттаған кезде «жиналған қаттылық» энергияның жиналу тұрғысынан тірек бөлігін, басқа сөзбен айтқанда серпімді қасиеттерді сипаттайды. Фазалық бұрыш жиналған және ыдыраған энергия арасындағы қатынасты сипаттайды.

Егер фазалық бұрыш $\frac{\pi}{2}$ тең болса, бұл тірек бөлігі энергияны жинамайтындығын, яғни келесі параметрлермен сипаттайтын демпферді ұсынатындығын мәлімдейді:

$$K_S = K_{eff} = 0, \quad K_L = \frac{Q_z}{u_0} \quad \text{және} \quad C_{eff} = \frac{Q_z}{u_0 \omega} \quad (5.12)$$

Және керісінше, егер фазалық бұрыш нөлге тең болса, тірек бөлігі энергияны ыдыратпайды, яғни трек бөлігі серпімді элементті (сызықтық серіппені) ұсынады:

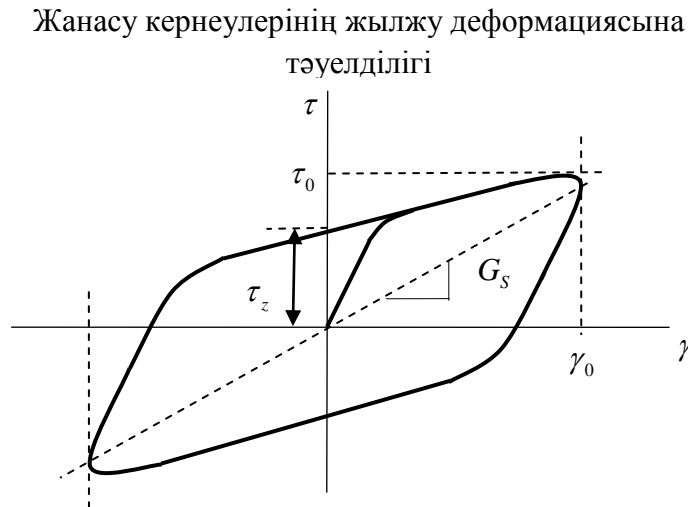
$$K_{eff} = \frac{Q_z}{u_0}, \quad C_{eff} = 0 \quad (5.13)$$

5.6.7 Жалпы жағдайда, тірек бөлігінің қаттылығына эквивалентті серіппенің қаттылығы гистерезис ілмегінің көлбеу бұрышының тангенсімен анықталады. Гистерезис ілмегінің көлбеу бұрышы максималды орын ауыстыруға сәйкес келетін ілмек нүктесі арқылы өткізілген тік бұрыштың көлбеу бұрышымен анықталады.

Гистерезис ілмегінің ені ($u=0$ кезінде) «жоғалған қаттылыққа» пропорционалды. Сонымен қатар «жоғалған қаттылыққа» пропорционалды гистерезис ілмегінің ауданы бір тербеліс циклі ішінде ыдырайтын энергияға тең.

5.6.8 Гистерезистің эксперименталды ілмегін қолдана отырып, жылжу кезінде

серпімділік модульдері және тұтқыр серпімді тірек бөлігінің жылжу деформациялары арасындағы тәуелділікті алуға болады (5.10-сурет).



5.10-сурет – Гармониялық жүктеме кезінде жанасу кернеулерінің жылжу деформациясына тәуелділігі

Сонымен қатар бұл жағдайда гармониялық жүктеме кезінде тірек бөлігін жылжыту кезінде қаттылықты сипаттайтын екі параметрді қолдану қолайлы: жиналған энергияның шамасы тәуелді жылжу модулі G_s , және ыдырайтын энергияның шамасы тәуелді модуль G_L .

K_s және K_L параметрлерін келесі түрде көрсетуге болатындығын ескере отырып:

$$K_s = \frac{G_s A}{h_p}, \quad K_L = \frac{G_L A}{h_p}, \quad (5.14)$$

мұндағы A - тірек бөлігінің көлденең қимасының ауданы,

h_p - резеңке қабаттардың жалпы қалыңдығы,

$\gamma(t)$ - жылжу деформациясы.

(5.8) формуласын келесі түрде көрсетуге болады:

$$\tau(t) = G_s \gamma(t) + \frac{G_L}{\omega} \dot{\gamma}(t). \quad (5.15)$$

Гистерезис ілмегінің ені ($\gamma = 0$ кезінде) G_L жылжу модуліне пропорционалды, ол өз кезегінде «жоғалған қаттылыққа» пропорционалды. G_L жылжу модулі ыдырайтын энергияның шамасын анықтайды. Гистерезис ілмегінің ауданы G_L модуліне пропорционалды және бір тербеліс циклі ішінде ыдырайтын энергияға тең.

5.6.9 G_s жылжу модулі жиналған энергияның максималды шамасын сипаттайды. G_s және G_L модульдері тірек бөліктерінің конструктивтік ерекшеліктеріне тәуелді болатын K_s және K_L параметрлерінен ерекшеленетін материалдың қасиеттерін

сипаттайды (резеңке қабаттардың A ауданы, резеңке қабаттардың h_p жалпы қалыңдығы).

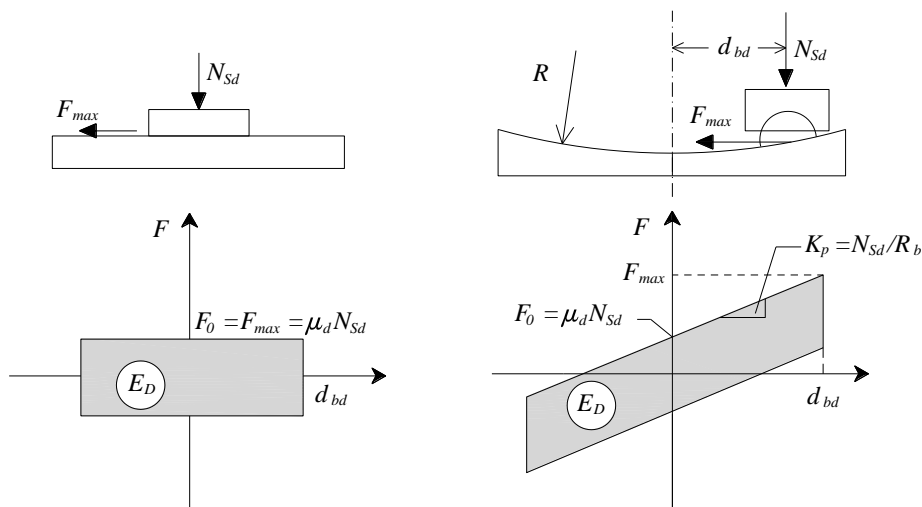
5.6.10 Жылжу деформациясына пропорционалды күш және жылжу деформациясының жылдамдығына пропорционалды күш арасындағы фазалық бұрыш келесі қатынастан анықталады: $\sin \varphi = \frac{\tau_z}{\tau_0}$.

Жоғалту коэффициенті (жиілікке байланысты): $\eta = \operatorname{tg} \varphi = \frac{G_L}{G_S}$.

Салыстырмалы демпфирлеу коэффициенті: $\xi = \frac{\eta}{2} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{2}$.

5.7 Фрикциялық тірек бөліктері

5.7.1 Соңғы уақытта ең көп таралған көпір конструкцияларын сейсмооқшаулау әдістерінің бірі фрикциялық тірек бөліктерін қолдану болып табылады. Осы тірек бөліктерінде энергияны сіңіру үйкеліс күшінің жұмысы және қоршаған кеңістіктегі жылу түріндегі энергияның ыдырауы есебінен орын алады (5.11-сурет). Осы құрылғылардың ерекшеліктері кең жиілік диапазоны болып табылады, мұнда олар сейсмикалық әсерлердің энергиясын тиімді ыдыратады және конструкция элементтерінің ауытқу амплитудасын азайтады.



5.11-сурет — «Үйкеліс күші-орын ауыстыру» тәуелділігі

5.7.2 [7.5.2.3.5(1)] Сырғанайтын тегіс беті бар сырғанайтын құрылғылар жоғары құрылысқа берілетін деңгейге дейін күшті шектейді:

$$F_{\max} = \mu_d N_{sd} \operatorname{sign}(\dot{d}_b), \quad (5.16)$$

мұндағы μ_d — динамикалық үйкеліс коэффициенті;

N_{sd} — сейсмооқшаулағыш құрылғысы арқылы берілетін қалыпты күш;

$\operatorname{sign}(\dot{d}_b)$, — жылдамдық векторының белгісі \dot{d}_b ;

d_b — екі сырғанау бетінің салыстырмалы ығысуы.

Дегенмен, мұндай құрылғылар елеулі тұрақты орын ауыстыруды тудыруы мүмкін. Сондықтан олар құрылғылардың бастапқы қалыптарын қалпына келтіруді қамтамасыз ететін басқа құрылғылармен бірге қолданылуы тиіс (ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.7.1-тармағын қараңыз).

5.7.3 [7.5.2.3.5(2)] R_b радиусымен сфералық сырғанау беті бар сырғанайтын құрылғылар $N_{sd}d_b/R_b$ тең d_b орын ауыстырған кезде қалпына келтіретін күшті қамтамасыз етеді. Төмендегі формулада осындай құрылғы үшін күштің орын ауыстыруға қатынасы берілген:

$$F_{\max} = \frac{N_{sd}}{R_b} d_{bd} + \mu_d N_{sd} \text{sign}(\dot{d}_{bd}) \quad (5.17)$$

ЕСКЕРТПЕ (5.17) формуласы $d_b / R_b \leq 0,25$ болған кезде айтарлықтай жақсы аппроксимациялауды ұсынады

5.7.4 [7.5.2.3.5(3)] Жоғарыда қарастырылған екі жағдайда d_{bd} есептік ығысу кезінде E_D (5.11-суретті қараңыз) циклі үшін ыдыраған энергия келесі формуламен анықталады:

$$E_D = 4\mu_d N_{sd} d_{bd} \quad (5.18)$$

5.7.5 [7.5.2.3.5(4)] Динамикалық үйкеліс коэффициенті μ_d негізінде келесі параметрлерге тәуелді:

- сырғанау бетінің құрамына;
- майлауды қолдану немесе қолданбау;
- есептік сейсмикалық жағдайда сырғанау бетіндегі қалыпты қысым;
- сырғанау жылдамдығы,

және сәйкесінше сынауларды жүргізу барысында анықталуы тиіс.

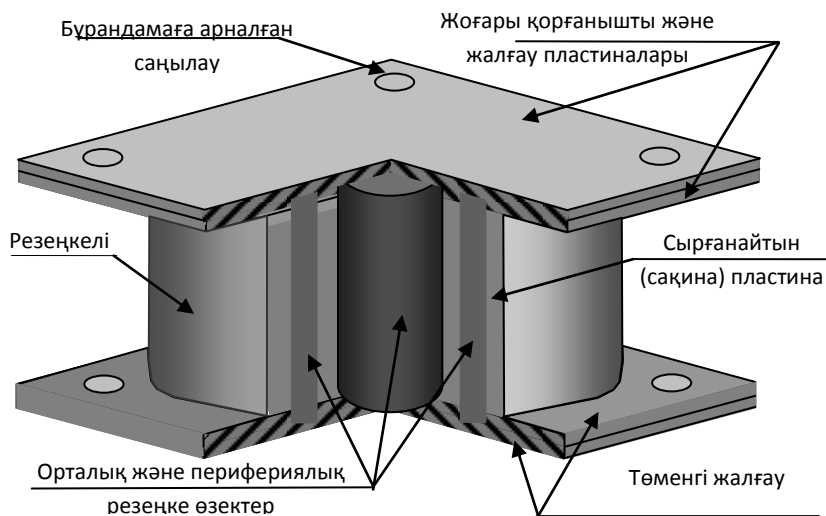
ЕСКЕРТПЕ Динамикалық үйкеліс коэффициентін анықтау үшін сынауларды жүргізу туралы ақпарат ақпараттық К қосымшасында ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 беріледі. Тот баспайтын болаттан жасалған жылтыратылған бетпен сырғанайтын ПТФЭ таза материалы үшін динамикалық үйкеліс коэффициенті сейсмикалық орын ауыстыруға сәйкес келетін жылдамдықтар диапазонында, сонымен қатар есептік сейсмикалық әсерлер кезінде сырғанау бетіне әсер ететін тірек қысымдарының қарапайым диапазонында ($\leq 0,01$) өте төмен болуы мүмкін екендігін атап айту керек.

5.7.6 [7.5.2.3.5(5)] Егер сейсмооқшаулағыш жүйені эквивалентті демпфирлеуді бағалау осы элементтердің ықпал етуін ескермей жүргізілген болса, (ПТФЭ дайындалған тегіс сырғанау беті бар, ҚР СТ EN 1337-2-2011 сәйкес екі көлденең бағытқа сырғанауды қамтамасыз ететін майы бар сырғанау тіректері және бір көлденең бағытқа сырғанауды қамтамасыз ететін және әлсіз-демпфирлеуші эластомерлі тіректер сияқты екінші бағытта жұмыс істейтін майы бар ПТФЭ элементтері бар эластомерлі тіректер), онда оқшаулағыш жүйелер ҚР СТ EN 1337-2-2011 және ҚР СТ EN 1337-3-2011 сәйкес сейсмикалық төзімділікті арнайы сынауларға жатпайды.

Фрикциялық тірек бөліктері жер сілкінісінің әсері кезінде аралық құрылысқа берілетін күштерді аралық құрылыс тірек бөліктеріне аз үйкелісі коэффициентімен қозғалу есебімен кемиді. Үйкеліс орын алатын беттер арасындағы максималды үйкеліс күші құрылыстың сейсмооқшауланған бөлігіне берілетін шекті күш болып табылады.

5.7.7 Бүгінгі күні фрикциялық түрдегі тірек бөліктері конструкциясының көп мөлшері ұсынылған. 5.12-суретте олардың ең жақсысы және кең таралғаны ұсынылған.

Бұл құрылғы ең алғаш 1987 жылы Mostaghel және Khodaverdian ұсынылды және R-FBI: резеңке-фрикциялық оқшауландырғыштар маркасымен белгілі [7].



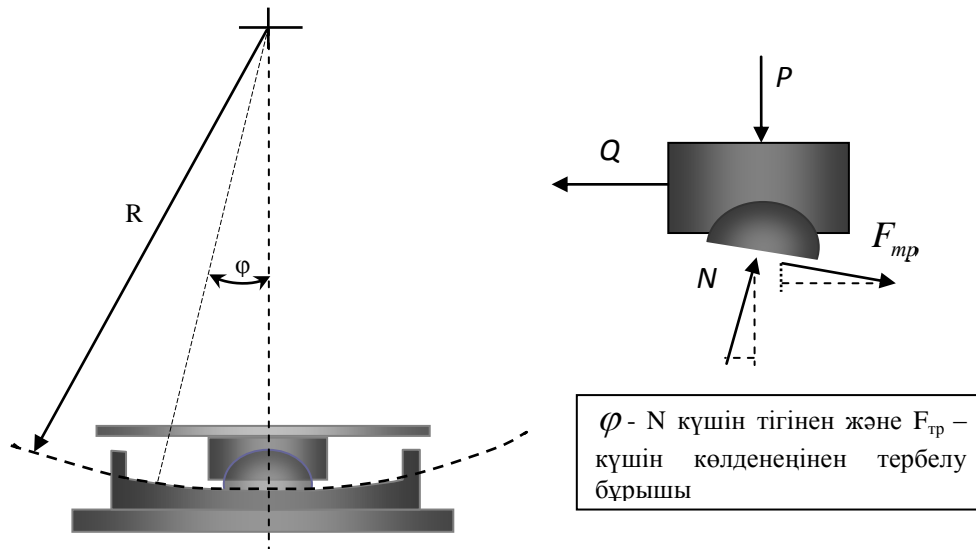
5.12-сурет - R-FBI маркалы фрикциялық тірек бөлігі

5.7.8 Тірек бөліктері тефлонды жабыны бар концентриалық болат пластиналардың жиынтығынан тұрады. Ортасында (тірек бөлігінің ішінде) резеңке өзекше және ортасынан біршама арақашықтықта орналасқан бірнеше резеңке өзектер бар. Резеңке өзектер тік жүктеме көтермейді, сондықтан тірек бөлігінің ішінде вулканизацияланады және пластиналардың биіктігі бойынша салыстырмалы орын ауыстырудың таралуын қамтамасыз етеді. Қозғалмалы пластиналардың және резеңкелердің мұндай комбинациясы фрикциялық және серпімді қасиеттерге ие. Мұндай тірек бөліктерінің серпімді және демпфирлеуші сипаттамалары зертхана сынаулары нәтижесінде анықталады.

5.7.9 Жоғарыда айтылғандай, сейсмооқшаулау кезінде тек фрикциялық тірек бөліктерін қолдану барысында айқындалған негізгі кемшіліктер сейсмооқшауланған бөлігін бастапқы қалыпқа қайтаратын күш болмағанда, сонымен қатар реакция шамасының анықтығы және болжалдылығы болмауымен жасалады. Бұл аралық құрылысты бастапқы қалпына қайтару немесе тірек бөлігінің конструкциясын модификациялау үшін серпімді элементтерді қосуды талап етеді. Аралық құрылысты бастапқы қалпына қайтаруды қамтамасыз ететін және энергияны ыдырататын мұндай модификацияланған конструкция фрикциялық-маятникті тірек бөліктері болып табылады.

5.8 Фрикциялық-маятникті сейсмооқшаулағыш тірек бөліктер

5.8.1 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктері көпірлер, ғимараттар және басқа құрылыстар үшін сейсмооқшаулағыш құрылғылар ретінде әртүрлі елдерде кең таралды. Фрикциялық-маятникті тірек бөлігі сфералық беттер бойынша жанасатын екі денеден тұрады (5.13 және 5.14-суреттер). Жүктемелерді біркелкі тарату үшін жанасатын беттерде ұқсас радиусы бар.



5.13-сурет - Сфералық фрикциялық-маятникті тірек бөлігінің схемасы



5.14-сурет - Benicia-Martinez Сан Франциско көпірі үшін сфералық фрикциялық-маятникті тірек бөлігінің төменгі плитасы

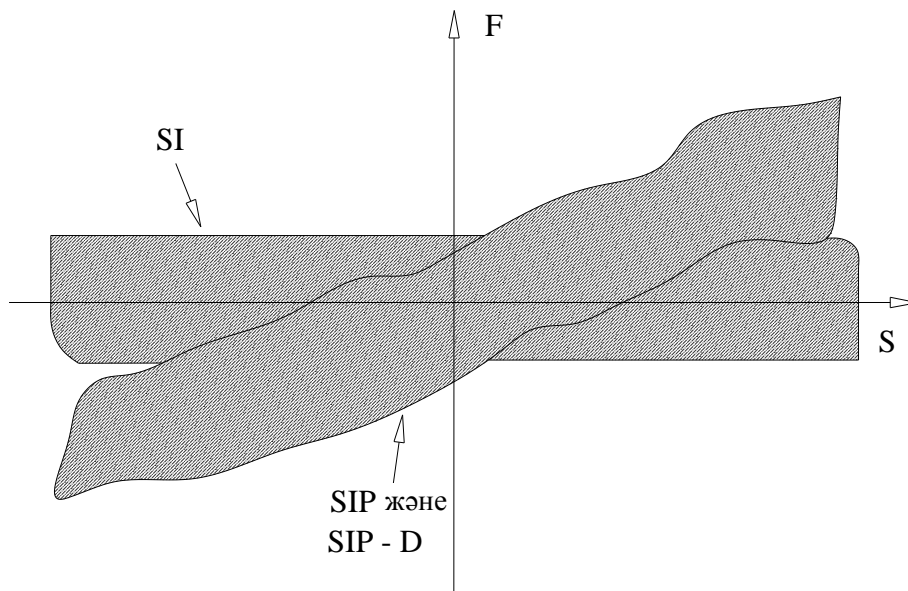
5.8.2 Сфералық беттер жоғары немесе төмен қарай ойыс орналасуы мүмкін. Көптеген жағдайларда беттерді ластаудың алдын алу үшін төмен қарай иілген беттері бар құрылғылар қолданылады. Беттеріне үйкеліс күшін азайтатын жабындар жағылады.

5.8.3 Көлденең ауытқулар кезінде екі дене бір-біріне қатысты сфералық беттермен сырғанады. Аралық құрылысты көлденең орын ауыстырулар кезінде кинетикалық энергияның бөлігі қайтаратын күшті жасайтын әлеуетті энергияға өтеді.

5.8.4 Демпфирлеуші қасиеттерді ұлғайту қажет болған жағдайларда фрикциялық беттер арасында үйкеліс күшін ұлғайтатын қабат орын алады.

5.8.5 Сырғанайтын беттер арасындағы үйкеліс коэффициенті ыдырайтын энергия шамасын анықтайды және талапқа байланысты 5% бастап 35% дейін өзгеруі мүмкін. Ыдырайтын энергияның сандық шамасы тірек құрылғыларын зертханалық сынау барысында гистерезис ілмегінің ауданымен анықталады.

Фрикциялық өзін-өзі орталықтандыратын маятникті тірек және фрикциялық тірек үшін гистерезисті қисық сызықтардың мысалдары 5.15-суретте көрсетілген.



5.15-сурет - SIP және SI-D фрикциялық өзін-өзі орталықтандыратын маятникті тіректердің SI типті гистерезисті қисық фрикциялық тіректері

5.8.6 Өзін-өзі орталықтандыратын маятникті тірекке орнатылған аралық құрылыстардың жеке көлденең тербелу кезеңі аралық құрылыс салмағына тәуелді емес және тіректердің сфералық беттерінің радиус функциясы болып табылады.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} . \quad (5.19)$$

Көлденең ығысулар кезіндегі қаттылықтың тиімді коэффициенті келесі формуламен анықталады:

$$K_{eff} = \frac{P}{R} + \frac{\mu P}{d} , \quad (5.20)$$

мұндағы μ - үйкеліс коэффициенті, d – орын ауыстыру.

5.8.7 Салыстырмалы демпфирлеу коэффициенті орын ауыстыру және үйкеліс коэффициенті арқылы анықталуы мүмкін:

$$\beta = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{\mu + d / R} . \quad (5.21)$$

5.8.8 Сфералық бет бойынша көлденең орын ауыстыру кезінде конструкцияны көтеру шамасын (тігінен орын ауыстыру) келесі формула бойынша анықтауға болады:

$$\delta_v \cong \frac{1}{2} \frac{d^2}{R} \quad (5.22)$$

5.8.9 Маятникті сейсмикалық оқшауландырғыштардағы конструкцияның тербеліс кезеңі көтеріп тұратын конструкцияның салмағына тәуелді болмағандықтан эластомерлі тірек бөліктерімен салыстырғанда көп артықшылықты береді, дегенмен эластомерлі сейсмооқшауландырғыштарды таңдаған жағдайда бірқатар деректерді ескеру керек.

5.8.10 Резеңке-металл оқшауландырғыштарды қолданған кезде тербеліс кезеңін ұлғайту үшін оларды орнықтылық жағдайымен шектелетін биіктігін ұлғайту керек. Фрикциялық маятникті тірек бөліктерін қолданған жағдайда тірек бөліктерінің радиустерін қарапайым өзгерту арқылы кезеңді өзгертуге қол жеткізуге болады.

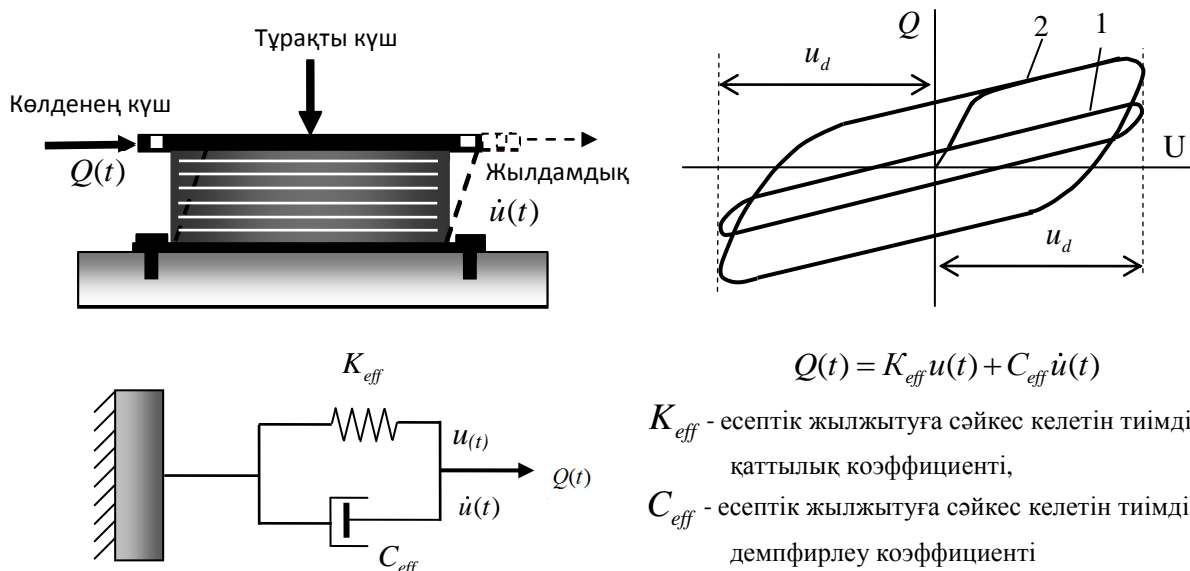
5.8.11 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің басқа артықшылығы 130 000 кН дейін жоғары көтергіштік қабілеттігі болып табылады, бұл оларды үлкен аралық көпір конструкцияларында қолдануға мүмкіндік береді [4].

6 СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ҚҰРЫЛҒЫЛАРДЫҢ МАТЕМАТИКАЛЫҚ МОДЕЛЬДЕРІ

6.1 Табиғи немесе синтетикалық резеңкеден жасалған резеңке-металл тірек бөліктерінің сызықтық математикалық моделі

6.1.1 Резеңке-металл тірек бөліктерінің сызықтық әрекеті тұрақты тиімді қаттылықты K_{eff} сызықтық серіппемен және C_{eff} тұрақты демпфирлеу коэффициенті бар сызықтық демпфермен модельденеді.

6.1.2 6.1-суретте көлденең күштің динамикалық сынаулар кезінде алынған орын ауыстыруға тәуелділігі көрсетілген. Жоғарғы плитаны көлденең орын ауыстырулар жеке жиілікке тең жиілікпен, есептік амплитудаға тең амплитудамен гармониялық заң бойынша берілді.



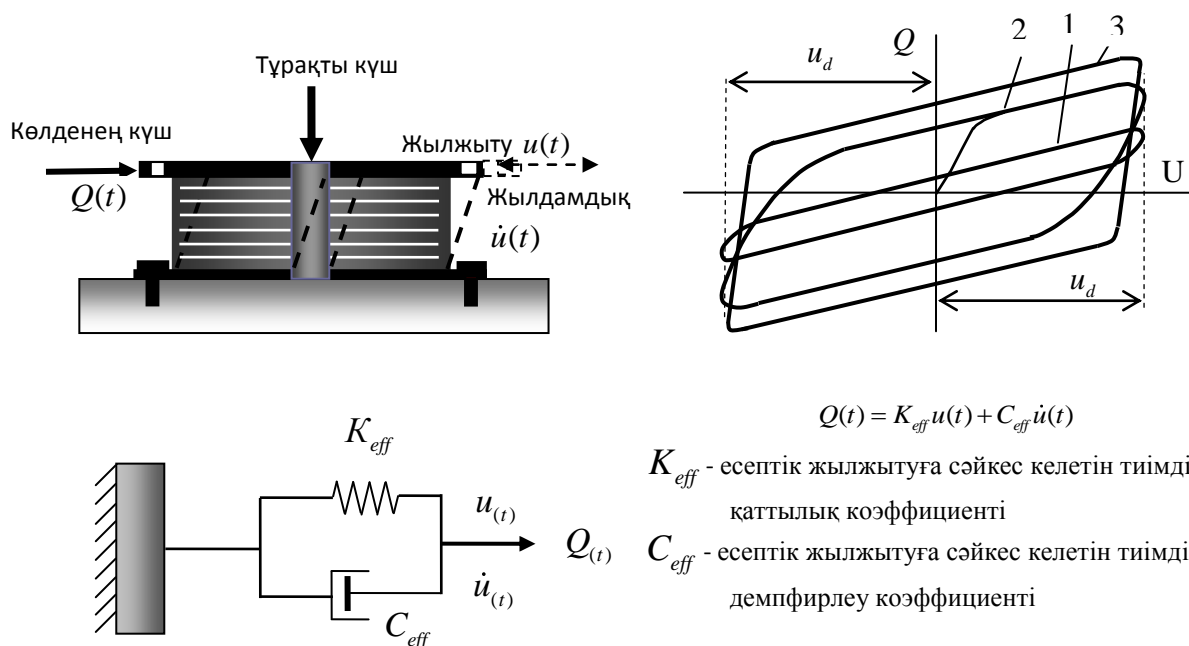
Гистерезис ілмектері: 1 – демпфирлеу коэффициенті аз тірек бөлігіне сәйкес келеді; 2 – демпфирлеу коэффициенті көп тірек бөлігіне сәйкес келеді.

6.1-сурет - Демпфирлеу коэффициенті аз және жоғары резеңке-металл тірек бөліктерінің математикалық моделі

6.1.3 Сонымен қатар қорғасын өзегі бар тірек бөлігінің сызықтық математикалық моделі K_{eff} тұрақты тиімді қаттылығы бар және C_{eff} тұрақты демпфирлеу коэффициенті бар демпферлі серіппені ұсынады.

6.1.4 6.2-суретте салыстыру үшін резеңке-металл тірек бөліктерінің әртүрлі үш түрдегі гистерезис ілмегі көрсетілген.

Тірек бөліктердің гармониялық әсерлеріне сынау барысында алынған графиктерден көріп отырғанымыздай орын ауыстырудан көлденең күштің тәуелділігі сызықтық емес. Сонымен қатар, сызықтық модельдерді қолдануға мүмкіндік беретін әдістемелер бар, бұл үшін тірек бөліктерінің эквивалентті сызықтық параметрлерін анықтау керек: атап айтқанда, тиімді қаттылық және тиімді демпфирлеу коэффициенті.

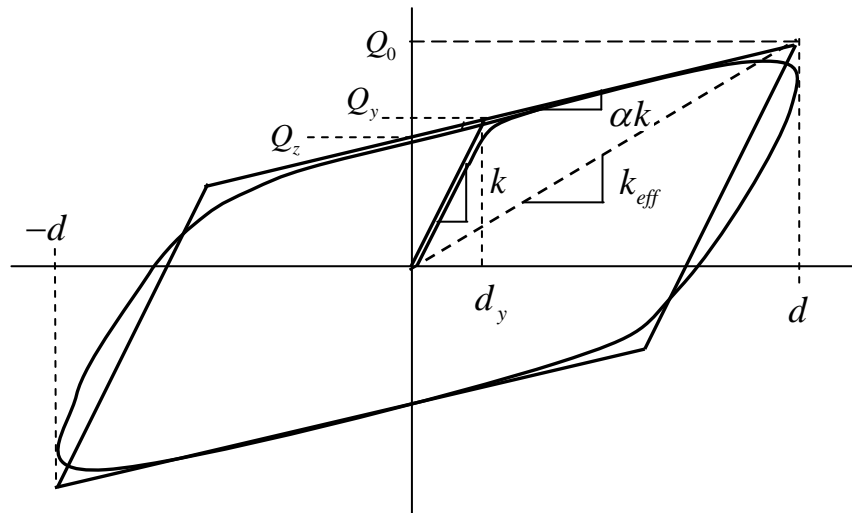


Гистерезис ілмектері: 1 – демпфирлеу коэффициенті аз тірек бөлігіне сәйкес келеді; 2 - демпфирлеу коэффициенті көп тірек бөлігіне сәйкес келеді; 3 – қорғасын өзекшесі бар тірек бөлігіне сәйкес келеді.

6.2-сурет - Демпфирлеу коэффициенті аз және жоғары және қорғасын өзекшесі бар резеңке-металл (эластомерлі) тірек бөліктерінің математикалық моделі

6.2 Гистерезистің бисызықты ілмегін қолдану арқылы резеңке-металл тірек бөліктерінің сызықтық сипаттамаларын анықтау әдістемесі

6.2.1 Тірек бөліктерінің эквивалентті сызықтық параметрлерін анықтау үшін: тиімді қаттылықты K_{eff} және тиімді демпфирлеу коэффициентін C_{eff} , тірек бөліктерін сынау кезінде алынған гистерезис ілмегін дәріптелген бисызықты ілмекпен алмастырады. Осы мақсат үшін гистерезистің нақты ілмегіне бисызықты салады (6.3-сурет), бұл кезде келесі талаптарды сақтау керек: максималды (шекті) орын ауыстыру d және гистерезис ілмегінің ауданы A_d сәйкес келуі тиіс.



6.3-сурет - Тиімді қаттылықты және демпфирлеу коэффициентін анықтау үшін бисызықты және нақты гистерезис ілмегін салу

6.2.2 Мұндай талаптар кезінде резеңке-металл тірек бөліктерінің эквивалентті сызықтық сипаттамалары төменде көрсетілген формулалармен анықталады.

Қаттылық коэффициенті: $K_{eff} = \frac{Q_0}{d} = \alpha K + \frac{Q_z}{d},$

Демпфирлеу коэффициенті: $\xi_{eff} = \frac{2Q_z(d - d_y)}{\pi d(Q_z + \alpha K d)},$

жиналған энергияға бір циклге ыдыраған энергия қатынасынан алынады:

$\xi_{eff} = \frac{A_d}{4\pi A_s},$ мұндағы $A_s = \frac{1}{2} K_{eff} d^2.$

6.2.3 Цикл ішінде ыдыраған энергияның шамасы келесі формуламен анықталады:

$$A_s = 4Q_z(d - d_y)$$

6.2.4 Бисызықтық жүйе үшін Q_z күштің мәні орнатылған процесс барысында нөлдік орын ауыстыру кезінде аққыштық шегіне тең. Q_y күштің мәні аққыштық басталатын d_y орын ауыстыруға сәйкес келеді - қаттылық коэффициенті бар αK , $\alpha < 1$ материалдың деформациясы, ол бастапқы коэффициент мәнінен K аз.

6.2.5 Бисызықтық жүйелер әрекетінің сызықтық емес салдарынан олардың сипаттамалары орын ауыстыруларға байланысты.

6.2.6 Сейсмооқшаулағыш құрылғының «күш-орын ауыстыру» қатынасын көлденең бағытта 6.4-суретте көрсетілгендей бисызықтық тәуелділік арқылы аппроксимациялауға болады.

6.2.7 [7.5.2.3.2(2)] Төменде ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 сәйкес есептеулер кезінде қолданылатын бисызықтық аппроксимациялау параметрлері берілген:

d_y = аққыштыққа сәйкес орын ауыстыру;

d_{bd} = сейсмооқшаулағыш жүйенің d_{cd} есептік ығысуына сәйкес келетін сейсмооқшаулағыш құрылғының есептік ығысуы;

E_D = гистерезис ілмегімен жасалатын $= 4(F_y d_{bd} - F_{max} d_y)$ ауданға тең есептік ығысу d_{bd} кезіндегі цикл ішіндегі ыдыраған энергия;

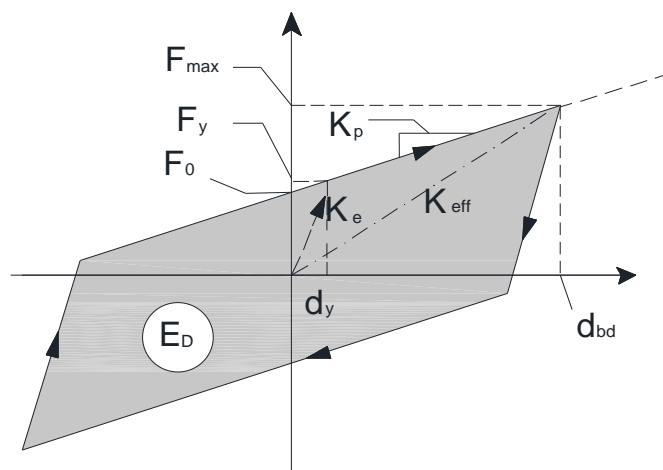
F_y - монотонды жүктеме талаптарындағы аққыштық күші;

$F_0 = F_y - K_p d_y$ - циклді жүктеме әсеріндегі нөлдік ығысу кезіндегі күш;

F_{max} - есептік ығысуға d_{bd} сәйкес келетін максималды күш;

$K_e = F_y/d_y$ - сонымен қатар, циклді жүктеу кезінде түсіру қаттылығына тең монотонды жүктеме кезіндегі серпімді қаттылық;

$K_p = (F_{max} - F_y)/(d_{bd} - d_y)$ - (қатысты) серпімділік шектерінен тыс қаттылық.



6.4-сурет — «Күш-орын ауыстыру» гистерезисті режимнің бисызықты аппроксимациялауы

6.2.8 ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 сәйкес энергияны сейсмооқшаулағыш жүйесімен диссипациялауды ескеретін эквивалентті сызықтық модельді қолдануы мүмкін. Бұл жағдайда эквивалентті тұтқыр демпфирлеу қолданылады («тиімді демпфирлеу» ξ_{eff} және «тиімді қаттылық коэффициенті» K_{eff}).

6.2.9 Тіректердегі энергияны диссипациялау жеке тербелістер жиіліктерін және түрлерін қарастыратын диапазондағы тербеліс жиілігімен циклді режимде диссипацияланған энергияны өлшеу нәтижелері бойынша анықталуы тиіс. Осы диапазоннан тыс жоғары түрлері үшін диссипациялаудың модальды коэффициенті негізде қысылған суперқұрылымның диссипациялау коэффициентіне тең болуы тиіс.

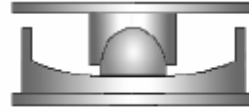
6.2.10 Жеке сейсмооқшаулағыш элементтердің тиімді қаттылығы немесе тиімді демпфирлеуі есептік орын ауыстыруға d_{bd} тәуелді болған жағдайларда қабылданған және есептік мәндер арасындағы айырма қабылданған мәннен 5% жеткенге дейін итерациялық процедураны қолдану керек.

6.2.11 Энергияны және қорғасын өзекшесі бар эластомерлі тіректерді жоғары диссипациялау қабілеттігі бар эластомерлі тірек бөліктері үшін тиімді тұтқыр демпфирлеу коэффициентінің мәнін келесі формуламен анықтау керек:

$$\xi_{eff} = \frac{2F_0(d_{bd} - d_y)}{\pi K_{eff} d_{bd}^2} \quad (6.1)$$

6.3 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің математикалық моделі

6.3.1 Фрикциялық-маятникті тірек бөлігін қарастырамыз, оның бүгілген бетінің радиусы R тең, беттері сырғанаған кездегі үйкеліс коэффициенті μ тең (6.5-сурет).



6.5-сурет – Фрикциялық-маятникті тірек бөлігі

6.3.2 Тірек бөлігі элементтерінің көлденең ығысуына кедергі күші екінші орындағы кіші шамаларын ескермеу кезінде тепе-теңдік теңдеуімен анықталады (барлық күштердің тік және көлденең оське проекциялау қосындысы). Осыған сүйене отырып, біз келесіні аламыз:

$$Q = P \operatorname{tg} \varphi + \frac{F_{mp}}{\cos \varphi}, \quad (6.2)$$

6.3.3 Тірек бөлігінің жоғары плитасын жылжыту әдетте қисық сызық радиусымен салыстырғанда аз. Сонымен қатар, φ бұрышы да кіші, сондықтан u - көлденең және v - тігінен орын ауыстыру үшін жеңілдетілген формуланы алуға болады. Мұндай талаптар кезінде көлденең орын ауыстыру келесі формуламен анықталады:

$$u = R \sin \varphi \approx R \varphi, \quad (6.3)$$

6.3.4 Радиуспен салыстыру бойынша көлденең орын ауыстырудың төмен болған жағдайларда (6.2) формуласының түрі келесідей болады:

$$Q = P \left[\frac{u}{R} + \mu \operatorname{sign}(\dot{u}) \right], \quad (6.4)$$

Жылдамдық белгісіне байланысты $\operatorname{sign}(\dot{u})$ функция үйкеліс күшінің бағытын анықтайды.

6.3.5 Көлденең ығысу кезінде міндетті түрде туындайтын тігінен жылжыту көлденең ығысумен салыстырғанда кіші, сондықтан оны анықтау үшін косинусты дәрежелік қатарға орналастыруда екінші мүшені ескеру керек:

$$v = R(1 - \cos \varphi) = R(1 - 1 + \frac{\varphi^2}{2!} - \dots) \approx R \frac{\varphi^2}{2} \approx \frac{v^2}{2R} \quad (6.5)$$

Аралық құрылысты көлденеңінен орын ауыстыру кезінде тік тербелістердің жиілігі көлденең тербелістердің жиілігін екі есеге арттырады.

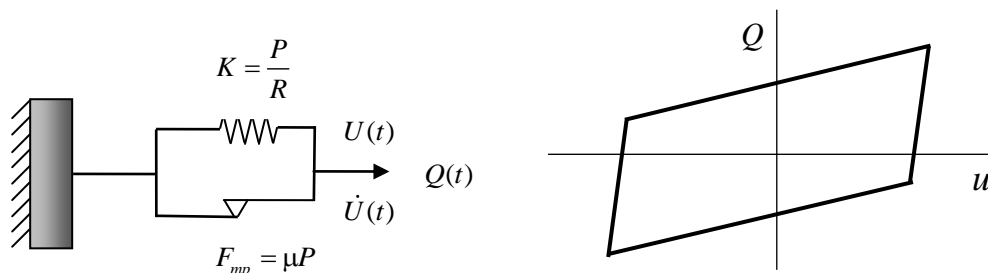
6.4 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің механикалық моделі

6.4.1 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің механикалық моделін екі элемент түрінде көрсетуге болады: сызықтық серіппе және фрикциялық демпфер (6.6-сурет). Серіппенің қаттылығы тірекке түсетін тік жүктеменің шамасымен және радиус шамасымен анықталады:

$$K = \frac{P}{R} \quad (6.6)$$

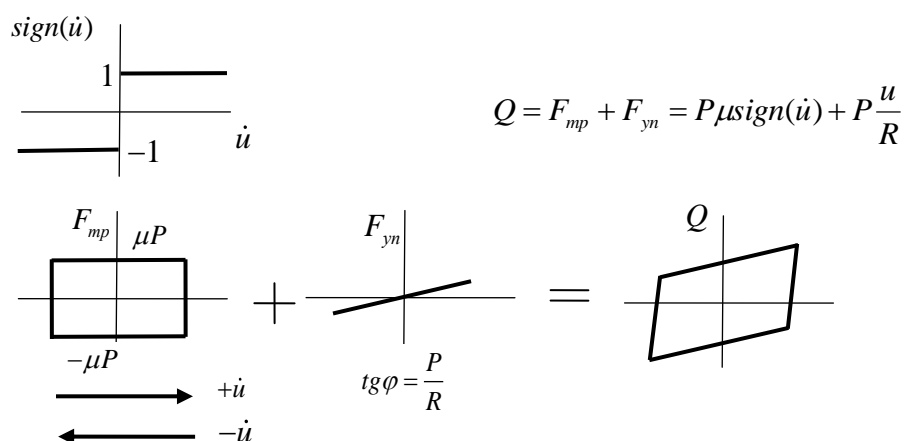
$$Q = F_{yn} + F_{mp} = P \frac{u}{R} + \mu P \text{sign}(\dot{u})$$

Күштің жылжытуға тәуелділігі



6.6-сурет - Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің математикалық және механикалық моделі

6.4.2 Фрикциялық-маятникті тірек бөлігінің көлденең реакциясы екі компоненттен тұрады: салдарлы салмақты иілген бет бойынша сырғанау кезінде көтеру салдарынан туындаған қалпына келтіру күші және энергияны ыдырататын үйкеліс күші. Осы екі күш гистерезисті ілмекті қалыптастырады (6.7-сурет).



6.7-сурет - Фрикциялық-маятникті тірек бөлігінің гистерезис ілмегінің қалыптасуы

6.4.3 Фрикциялық-маятникті тірек бөлігінің осындай маңызды қасиетін атап айту керек: қайтпалы (серпімді) күш үйкеліс күшінен асуы тиіс, яғни келесі шарт орындалуы тиіс:

$$F_{yn} > F_{mp}, \text{ осыдан } u > \mu R \text{ келіп шығады.}$$

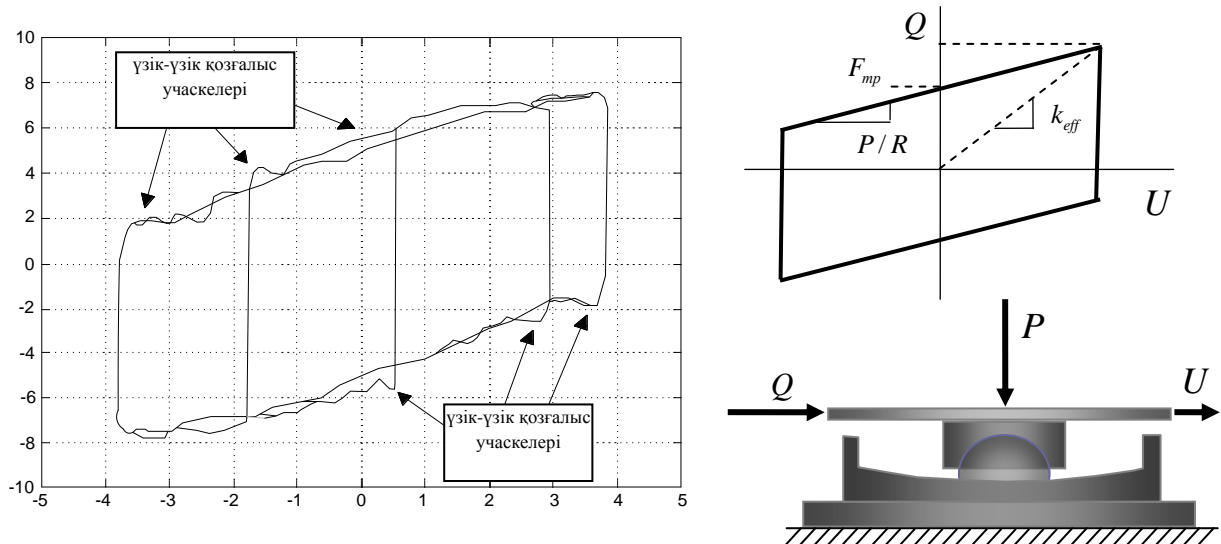
Олай болмаған жағдайда тірек бөлігінің маятникті әсері байқалмайды. Мұндай жағдай үлкен тербеліс кезеңі бар жүйелер үшін, яғни үлкен мәндер R кезінде орын алуы мүмкін.

$\text{sign}(\dot{u})$ функциясы жылдамдық бағытына байланысты үйкеліс күшінің бағытын есепке алу үшін қолданылады.

6.5 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің сызықтық моделі

6.5.1 Дәріптелген гистерезис ілмегі

6.5.1.1 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерін сынау кездерінде үзік-үзік бір қалыпты емес қозғалыс пайда болатын гистерезис ілмектерін алады (6.8-сурет). Мұндай үзік-үзік қозғалыс беттер арасындағы үйкеліс коэффициенті тұрақты шама болып табылмайтындығына байланысты.



6.8-сурет – Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің үзік-үзік қозғалыс дәріптелген гистерезис ілмегі бар нақты

6.5.1.2 Есептеулерде мұндай гистерезис ілмегі дәріптелген ілмектің ауданы сынаулар нәтижесінде алынған ілмек ауданына тең деген дәріптелген болжамдарда ауыстырылады. Сонымен қатар, тәжірибелі қисық сызықтың қисық сызықты учаскелері түзу сызықтармен ауыстырылады. Мұндай талаптарда гистерезисті қисық сызық 6.8-суретте көрсетілген түрді қабылдайды.

6.5.1.3 Резеңке-металл тірек бөліктері жағдайындағы сияқты сызықтық есептеулер үшін тірек бөлігінің эквивалентті сызықтық параметрлерін анықтау керек.

6.5.2 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің эквивалентті сызықтық сипаттамалары

6.5.2.1 Көлденең күштің орын ауыстыруға тәуелділігі келесі формуламен сипатталады:

$$Q = \frac{P}{R} u(t) P \mu \text{sign}(\dot{u}) \quad (6.7)$$

Сынау нәтижесінде алынған гистерезис ілмегінің ауданын d тең A_d есептік орын ауыстыру кезінде белгілейміз.

6.5.2.2 d орын ауыстыру кезінде тиімді қаттылық коэффициенті келесі формуламен анықталады:

$$K_{eff} = \frac{Q}{d} = \frac{P}{R} + \frac{\mu P}{d} \quad (6.8)$$

6.5.2.3 d орын ауыстыру кезінде тиімді салыстырмалы демпфирлеу коэффициенті келесі формуламен анықталады:

$$\xi_{eff} = \frac{E_d}{4\pi E_s} = \frac{4\mu P d}{4\pi(0.5K_{eff}d^2)} = \frac{2\mu P}{\pi(\mu R + d)} \quad (6.9)$$

6.5.2.4 Фрикциялық-маятникті тірек бөліктерінің барлық алынған сипаттамалары орын ауыстыруға тәуелді болады.

6.6 Фрикциялық тірек бөлігінің механикалық-математикалық моделі

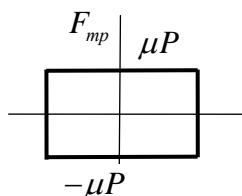
6.6.1 Тегіс фрикциялық тірек бөлігінің әрекетін бағалау үшін бастапқы формула ретінде сфералық фрикциялық-маятникті тірек бөлігі үшін бұрын алынған тәуелділікті қолдануға болады (6.9-сурет):

$$Q = \frac{P}{R}u(t) + \mu P \text{sign}(\dot{u}) \quad (6.10)$$

6.6.2 Тегіс тірек бөліктері үшін тірек беттерінің радиусын шексіздікке бағыттау керек: ($R \rightarrow \infty$). Бұл жағдайда (6.10) формуласы келесі түрге түрленеді:

$$Q = \mu P \text{sign}(\dot{u}) \quad (6.11)$$

Осылайша, көлденең күш үйкеліс күшіне тең.



6.9-сурет - Күштің фрикциялық тірек бөлігінің орын ауыстыруына тәуелділігі

7 ДЕМПФИРЛЕУШІ ҚҰРЫЛҒЫЛАР

7.1 Жалпы мәліметтер

7.1.1 Көпірлерге арналған демпфирлеуші құрылғыларды есептеу бойынша нормативтік құжаттың болмауына байланысты көпірлерге арналған сейсмооқшаулағыш құрылғыларды есептеу барысында ғимараттар және соларға ұқсас құрылыстар үшін әзірленген құжаттар қолданылады.

Демпфирлеуші құрылғылар негізінде соңғы уақытта пайда болды, сондықтан олардың жұмыс сипаттамалары сынау нәтижесінде анықталады. Сонымен қатар, бірқатар

елдерде демпфирлеуші құрылғыларды сынау барысында орындау қажет нұсқаулықтар және талаптар әзірленгендігін атап айту керек [8].

7.2 Конструкцияның демпфирлеуші қасиеттері

7.2.1 Кез келген материалдан жасалған кез келген конструкция тербелістер кезінде энергияны ыдырату қасиетіне ие. Энергияны ыдырату шамасын салыстырмалы демпфирлеу коэффициентімен ξ сипаттау қабылданған.

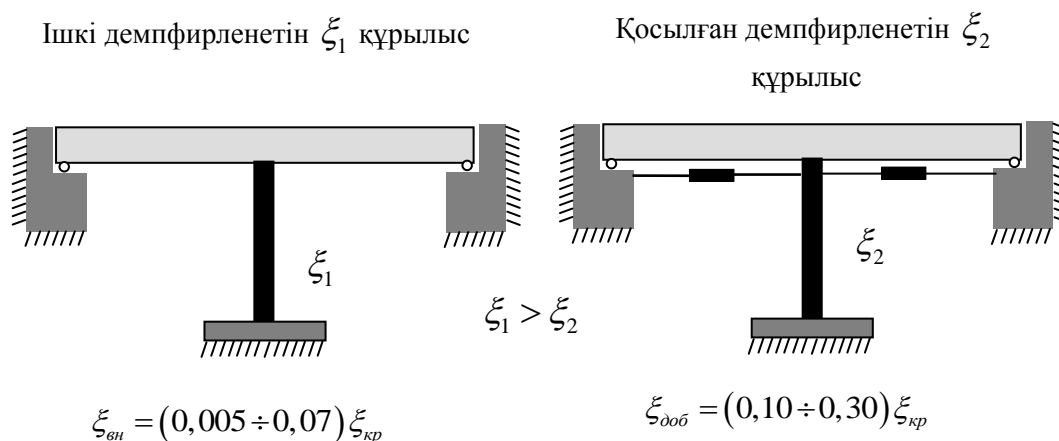
7.2.2 Есептеулерде 7.1-кестеде берілген құрылыс конструкцияларын демпфирлеудің келесі коэффициенттері қолданылуы мүмкін.

7.1-кесте - Әртүрлі материалдардан алынған конструкциялар үшін демпфирлеу коэффициенттерінің ξ мәні

Конструкция түрі	ξ
Дәнекерленетін болат фермалар (жақтаулар)	0,010
Бұрандамалы қосылыстары бар болат фермалар (жақтаулар)	0,020
Сызаттар пайда болғанға дейін алдын ала кернеуленген темірбетон конструкциялар	0,015
Сызаттар пайда болғанға дейінгі темірбетон конструкциялар	0,020
Сызаттар пайда болған кездегі темірбетон конструкциялар	0,035
Зақымдануларды ескерумен болат конструкциялар	0,050

7.2.3 Конструкциялық демпфирлеу конструкцияның маңызды сипаттамаларының бірі. Демпфирлеу резонанс кезінде аса тиімді байқалады. Резонансқа жуық жүктеу кезінде демпфирленген жүйені жылжыту статикалық орын ауыстырудан $\left(\frac{1}{2\xi}\right)$ тең шамамен шектелген. Осылайша, демпфирлеуді ұлғайту құрылыстың динамикалық әсерге реакциясын азайтады.

7.2.4 Құрылысқа тән конструкциялық (ішкі) демпфирлеу жеткіліксіз болған жағдайларда қосымша демпфирлеуші құрылғылар қолданылады (7.1-сурет).



Салыстырмалы критикалық демпфирлеу коэффициенті $\xi_{кр} = 1$

7.1-сурет - Қосымша демпфирленбейтін және қосымша демпфирленетін құрылыстардың схемалары

7.2.5 4.1.3 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 сәйкес, егер конструкцияны есептеу кезінде реакция спектрлерінің концепциясы қолданылатын болса, негіз ретінде сейсмикалық әсерлер кезінде энергияның көп бөлігі ыдырайтын элементтердің материал таңдай отырып, тұтқыр демпфирлеудің эквивалентті салыстырмалы коэффициенттерінің ξ мәндерін қолдануға жол беруге болады. Әдеттегідей, бұл көпір тіректерінде орын алады. Әртүрлі материалдарға арналған тұтқыр демпфирлеудің эквивалентті салыстырмалы коэффициенттерінің ұсынылған мәндері төменде берілген.

Дәнекерленетін болат конструкциялар	0,02
Бұрандамалы болат конструкциялар	0,04
Темірбетон	0,05
Алдын ала кернеуленген бетон	0,02

ЕСКЕРТПЕ Егер конструкция салыстырмалы тұтқыр демпфирлеудің ξ_i әртүрлі коэффициенттері бар бірнеше i элементтерден тұратын болса, конструкцияның ξ_{eff} тиімді тұтқыр демпфирленуін келесі формула бойынша бағалауға болады:

$$\xi_{eff} = \frac{\sum \xi_i E_{di}}{\sum E_{di}},$$

мұндағы E_{di} — бұл сейсмикалық әсер нәтижесінде туындаған i -ші элементтегі деформация энергиясы. Тиімді демпфирлеу коэффициенттері сәйкесінше мәнді E_{di} қолдану арқылы әрбір жеке жиілік үшін есептелуі мүмкін.

7.3 Демпфирлеуші құрылғылардың түрлері

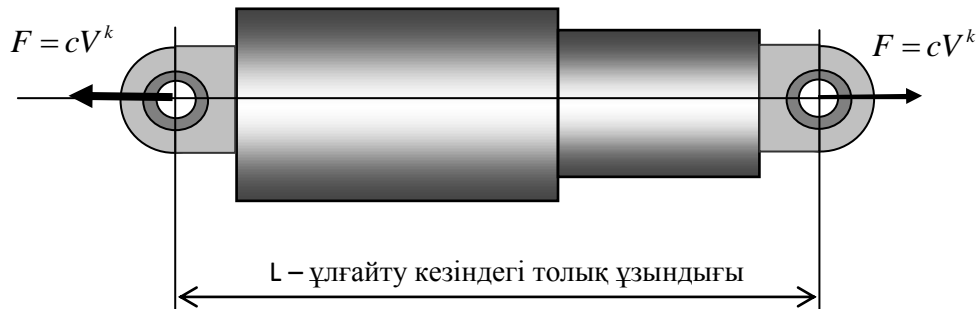
7.3.1 Гидравликалық демпферлер

7.3.1.1 Гидравликалық демпферлер поршеньдерді ауыстыратын тұтқыр сұйықтықпен толтырылған цилиндрді ұсынады (7.2-сурет). Поршеньдер кішкентай тесіктер немесе

саңылаулар арқылы сұйықтықты ауыстырады, нәтижесінде жылдамдыққа тәуелді кедергі күші туындайды:

$$F = cV^k, \quad (7.1)$$

мұндағы c – константа, V - поршеньнің жылдамдығы, k – келесі шектерде өзгеруі мүмкін параметр: $k = 0,1 \div 1,2$. Бірлікке тең параметр k кезінде күш және жылдамдық арасындағы тәуелділік сызықты болады.



7.2-сурет - Гидравликалық демпфердің схемасы

7.3.1.2 Соңғы онжылдықта гидравликалық демпферлер көпірлерді жобалауда қолданылды. Мысал ретінде Сан-Францискодағы Golden Gate Bridge атауға болады. осы көпірді реконструкциялау кезінде орын ауыстыруды азайту үшін тіректер мен фермалар арасына гидравликалық демпферлер орнатылды. Осы демпферлердің поршеньдерін есептік максималды жылжыту 1250 мм, жылдамдықтың шекті мәні 1880 мм/сек. Бұл жағдайда максималды күш 2890 кН жасалады.

7.3.1.3 Гидравликалық демпферлердің құндылықтары:

- сенімділік;
- күштің көп мәні және орын ауыстыру кезінде қолдану мүмкіндігі;
- конструкцияның қаттылығын ұлғайтпайды;
- демпфирлеуші күштер конструкцияларда туындайтын серпімді күштердің фазасы бойынша ерекшеленеді;
- температураға біршама тәуелділігі;
- сызықтық модельдерді қолдану мүмкіндігі.

7.3.1.4 Гидравликалық демпферлердің кемшіліктері:

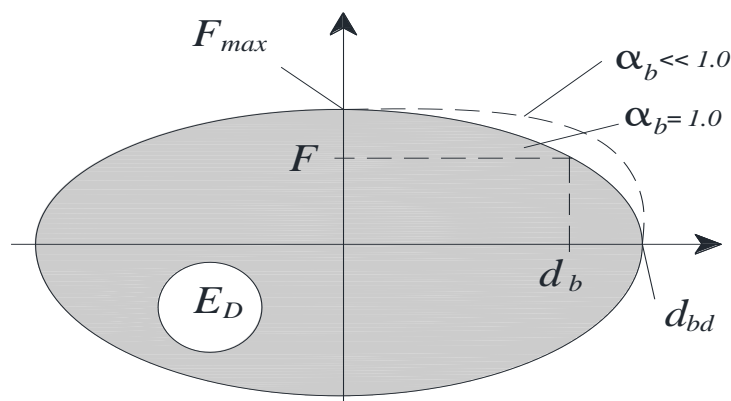
- жоғары бағасы;
- күшті жер сілкінісін есептеу барысында сызықтық әрекет шектерін бағалау жиі қиындық тудырады, сондықтан сызықтық емес модельдерді қолдану керек;
- көптеген практикалық есептеулерде күштің жылдамдыққа тәуелдігін анықтайтын деңгей көрсеткіші бірліктен аз болады, бұл сонымен қатар сызықтық емес есептеулерді қолдану қажеттілігіне алып келеді.

7.3.1.5 [7.5.2.3.4(1)] Гидравликалық демпферлердің реакциясы орын ауыстыру жылдамдығына пропорционалды $v^{\alpha b}$, ұсынылады, мұндағы

$$v = \dot{d}_b = \frac{d}{dt}(d_b) \text{ — жылжыту жылдамдығы.}$$

Осы реакция максималды ығыстыру кезінде $d_{\max} = d_{bd}$ нөлге тең болатындықтан, ол сейсмооқшаулағыш жүйенің тиімді қаттылығына қандай да бір үлес қоспайды.

Сұйықтықты тұтқыр демпфер күшінен ығысу тәуелділігі экспонент α_b мәніне сәйкес 7.3-суретте көрсетілген (синусоидті қозғалыс үшін).



7.3-сурет — «Күш-орын ауыстыру» тәуелділігі

$$d_b = d_{bd} \sin(\omega t), \text{ при } \omega = 2\pi / T_{eff};$$

$$F = C v^{\alpha_b} = F_{\max} (\cos(\omega t))^{\alpha_b};$$

$$F_{\max} = C (d_{bd} \omega)^{\alpha_b};$$

$$E_D = \lambda(\alpha_b) F_{\max} d_{bd};$$

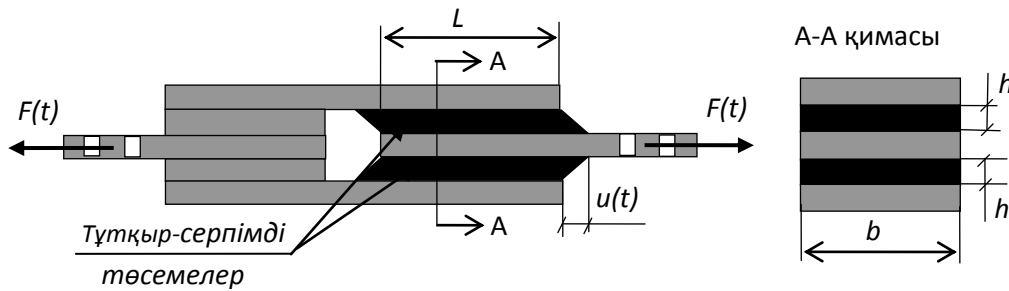
$$\lambda(\alpha_b) = 2^{2+\alpha_b} \frac{\Gamma^2(1+0,05\alpha_b)}{\Gamma(2+\alpha_b)};$$

$\Gamma()$ = гамма-функция.

ЕСКЕРТПЕ Параметр мәндері α_b төмен кейбір гидравликалық демпферлерді сипаттау үшін E_D арналған сынау нәтижелерімен «күш-орын ауыстыру» қатынасының қанағаттанарлық сәйкестігін қамтамасыз ету үшін сызықтық серіппесімен (сұйықтықтың сығылуын ескеретін) тұтқыр элементтің жүйелі комбинациясынан тұратын модельді қолдану талап етіледі. Бұл жағдайда құрылғымен (E_D) энергияға елеулі ықпал ететіндігін айта кету керек.

7.3.2 Тұтқыр-серпімді демпферлер

7.3.2.1 Тұтқыр-серпімді демпферлер болат табақтардан және резеңке тәрізді полимерден жасалған тұтқыр-серпімді төсемелерден тұрады (7.4-сурет). Орташа болат пластиналар конструкцияға бекітіледі. Болат пластиналарды ығыстырған кезде полимерлі төсемелер ығысу деформациясын сынайды. Бұл кезде материалды қыздыру орын алады және қыздыру кезінде пайда болған жылу қоршаған ортаға ыдырайды.



7.4-сурет - Тұтқыр-серпімді демпфер схемасы

7.3.2.2 Өзінің жаратылысы бойынша тұтқыр-серпімді демпферлер тұтқыр да және серпімді қасиеттерді көрсетеді, яғни демпфер жұмыс істеп тұрған кезде туындайтын күш жылжытуға және жылдамдыққа байланысты.

7.3.2.3 Тұтқыр-серпімді демпферлердің сипаттамалары гармониялық әсерлерді сынау нәтижесінде анықталады. Мұндай сынаулар кезінде берілген жиілік және амплитудамен синусоидальды орын ауыстыру беріледі және осы орын ауыстыруларды тудыратын күштер өлшенеді.

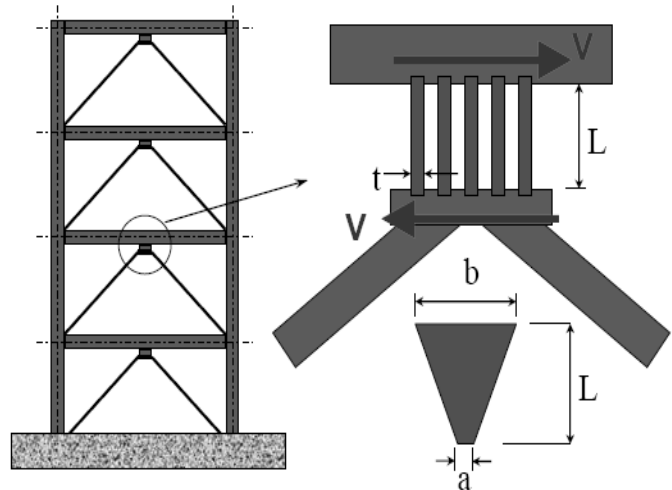
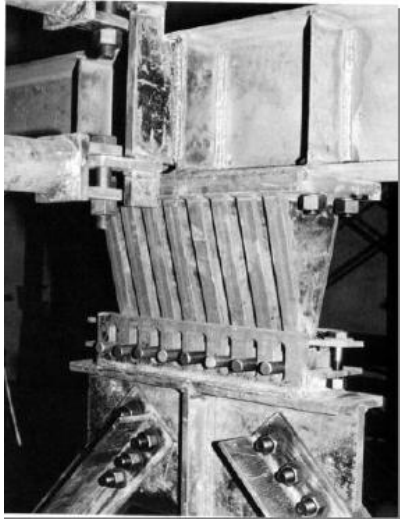
7.3.3 Металдың аққыштығын қолданатын демпферлер

7.3.3.1 Апатты жер сілкінулер кезінде жартылай қирауларға алып келетін аққыштық пайда болатын элементтерде металл диссипативтік құрылғыларды қолдану әлемде шамамен 30 жыл бұрын таралған. Бұл демпферлер қатты жер сілкінулерде құрбан етіледі.

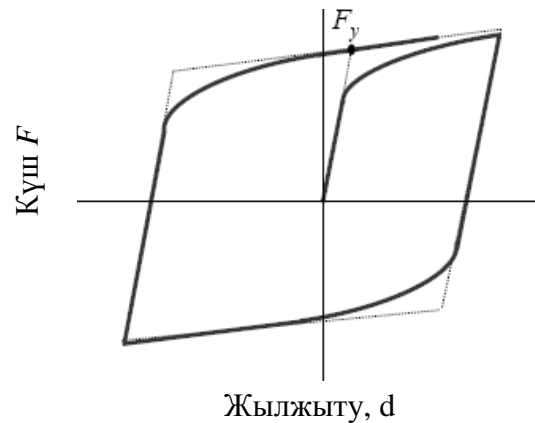
7.3.3.2 Әдетте мұндай құрылғылар созу-сығу, бұғу немесе бұрау арқылы жұмыс істейтін бір немесе бірнеше болат элементтерден тұрады. Қатты жер сілкіністері кезінде болат элементтер серпімділік шектерінен тыс жұмыс істейді.

7.3.3.3 7.5-суретте демпфирлеуді және қаттылықты ұлғайту үшін ғимараттарда кең қолданылатын пластина тәрізді демпфер көрсетілген. Осындай демпферлер көпірлерге арналған тірек бөліктері ретінде де қолданылады.

7.3.3.4 Гистерезис ілмегі ретінде қисық сызық қолданылатын осындай демпфердің математикалық моделі 7.6-суретте көрсетілген.



7.5-сурет - ADAS типті болат пластина тәрізді демпфер



7.6-сурет - ADAS типті демпфердің дәріптелген гистерезис ілмегі

7.3.3.5 Көлденең күштің орын ауыстыруға тәуелділігін анықтау үшін қажетті параметрлер келесі формуламен анықталады:

$$K = \frac{n(2 + a/b)EI}{L^3} - \text{бастапқы қаттылық,}$$

$$F_y = \frac{nf_y b t^3}{4L} - \text{аққыштық пайда болатын күш,}$$

n - пластиналар саны,

f_y - әрбір пластинаның аққыштығы басталатын күш,

I - пластинаның жоғарғы шегі арқылы өтетін оське қатысты әрбір пластинаның иілу кезіндегі инерция моменті.

7.3.3.6 Аққыштық қолданылатын демпферлердің құндылықтары:

- реакцияның шектеулі мәні;
- монтаждау қарапайымдылығы;
- жоғары емес бағасы;

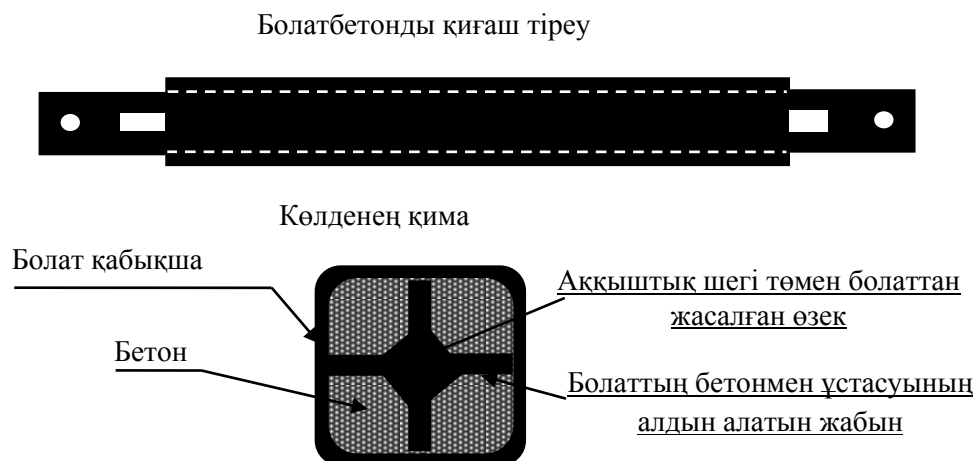
- қосылған демпфер қаттылықты және демпфирлеуді бір уақытта ұлғайтады.

7.3.3.7 Аққыштық қолданылатын демпферлердің кемшіліктері:

- демпферлерді қатты жер сілкінулерден кейін ауыстыру керек;
- қатты жер сілкінулерге шамалау кезінде сызықтық әрекеттің шектерін бағалау қиын, сондықтан сызықтық емес модельдерді қолдану керек;
- жүйенің қаттылығы қажет болмаған жағдайларда да ол ұлғаяды;
- қалған деформациялардың пайда болуы мүмкін.

7.3.4 Металдың бетонмен ұстаспайтын болатбетонды қиғаш тіреулері

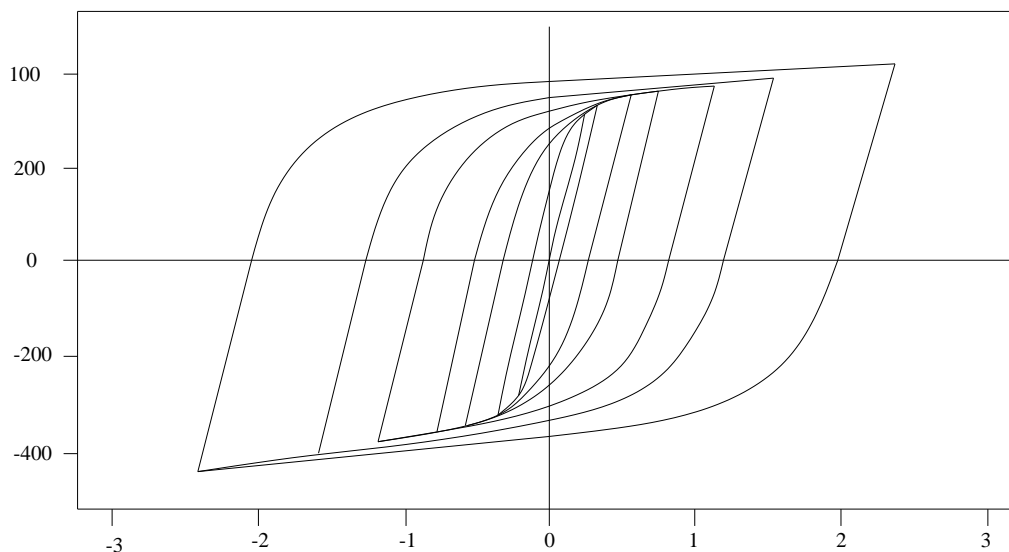
7.3.4.1 Болатбетонды қиғаш тіреулер көлденең қимада айқыш тәрізді пішіні бар аққыштық шегі төмен болат өзектерден тұрады. Өзектің бүгілуінің алдын алатын болат құбырға өзек орналастырылады. Өзек пен құбыр арасындағы кеңістік бетонмен толтырылады. Өзекке металдың бетонмен ұстасуының алдын алатын жабын алдын ала салынады (7.7-сурет).



7.7-сурет - Болатбетонды демпфер схемасы

7.3.4.2 Демпферді созу және сығу кезінде тек болат өзек жұмыс істейді. Болат қабықша және бетонды толтыру бүгілудің (сығу кезіндегі орнықтылықтың жоғалуы) алдын алады. Бұл құрылғылар 1980 жылы Жапонияда ойлап шығарылды және патенттелді.

7.3.4.3 Сынаулар көрсеткендей, циклді жүктемелер кезінде мұндай демпферлер бір цикл ішінде үлкен энергияны ыдыратады. 7.8-суретте осы сынаулар кезінде алынған гистерезистің типтік ілмектері көрсетілген.



7.8 -сурет - Болатбетонды қиғаш тіреулер гистерезисінің типтік ілмектері
(көлденең ось бойынша- см есептегендегі жылжыту, тік ось бойынша - кН есептегендегі күш)

7.3.4.4 Болатбетонды қиғаш тіреулер әртүрлі типтегі құрылыстың сейсмикалық төзімділігін жақсарту үшін қолданылады. Шамалы жер сілкінулер кезінде және жел әсерлеріне бұл құрылғылар қарапайым байланыстар сияқты серпімді кезеңде жұмыс істейді, ал қатты жер сілкінулер кезінде демпферлер ретінде жұмыс істейді.

7.3.4.5 Болатбетонды демпферлердің құндылығы:

- реакцияның шектеулі мәні;
- жоғары емес құны;
- өндіру және монтаждау қарапайымдылығы;
- қаттылықты және демпфирлеуді бір уақытта ұлғайту мүмкіндігі.

7.3.4.6 Болатбетонды демпферлердің кемшіліктері:

- осындай демпферлерді қатты жер сілкінулерден кейін ауыстыру қажеттілігі;
- қатты жер сілкінулерге шамалау кезінде сызықтық әрекеттің шектерін анық анықтау мүмкін емес, сондықтан сызықтық емес модельдерді қолдану керек;
- жүйенің қаттылығын ұлғайту;
- қалған деформациялардың пайда болуы мүмкін.

8 МОДЕЛЬДЕУ ЖӘНЕ СЕЙСМООҚШАУЛАНҒАН КӨПІРЛЕРДІ ЕСЕПТЕУ ӘДІСТЕРІ

8.1 Жалпы ережелер

8.1.1 Сейсмооқшаулағыш жүйелер әрқашан сызықтық емес қасиеттерге, ал жиі елеулі түрде сызықтық емес қасиеттерге ие. Сонымен қатар, көптеген елдердің нұсқаулықтарында сейсмооқшаулағыш құрылғыларды есептеу үшін сызықтық модельдер

қолданылады, мұнда энергияны диссипациялау тұтқыр демпфирлеумен, ал тірек бөліктерінің қаттылығының сызықтық емес тәуелділігі сызықтық модельмен ауыстырылады. Демпфирлеудің 30% астам салыстырмалы коэффициенті бар сейсмооқшаулағыш құрылғылар және өзін-өзі орталықтандырмайтын фрикциялық сейсмооқшауландырғыштар ерекшелік жасайды.

8.1.2 Сызықтық модельдерді алдын ала есептеу кезеңінде қолдануға болады. соңғы есептеуді сейсмооқшауландырғыштардың сызықтық емес әрекетін ескере отырып орындау ұсынылады.

8.1.3 [7.5.1(1)] Сейсмооқшаулағышы бар көпірлерді есептеу үшін осы Құралдың 8.2-т. көрсетілген қолдану шарттарымен келесі есептеу әдістері қолданылады.

- а) Бір модальды спектральды талдау.
- б) Жеке тербеліс түрлері бойынша жіктеу арқылы мультимодальды спектральды талдау.
- в) Уақытша аумақтағы сызықтық емес талдау.

8.1.4 [7.5.1(2)P] Осы Құралдың 8.2-т. көрсетілген шарттарға қосымша 8.1.3-тармақта берілген (а) және (б) әдістерін қолдану кезінде келесі талаптарды орындау керек:

- сейсмооқшауланған жүйенің «күш-орын ауыстыру» сызықтық емес тәуелділігін тиімді қаттылықты (K_{eff}), яғни есептік ығыстыру кезінде қию қаттылығының мәнін қолдана отырып, жеткілікті жоғары дәлдікпен аппроксимациялау керек (осы Құралдың 6.4-суретін қараңыз). Мұндай көрініс есептік ығысуды (d_{cd}) жүйелі жақындату арқылы анықталуы тиіс.

- энергияны сейсмооқшаулағыш жүйемен ыдырату эквивалентті тұтқыр демпфирлеу - «тиімді демпфирлеу» (ξ_{eff}) бірліктерінде көрсетілуі тиіс.

8.1.5 [7.5.1(3)] Егер сейсмооқшаулағыш жүйе тек қарапайым әлсіз-демпфирлеуші эластомерлі тірек бөліктерінен тұратын болса, (шамамен 0,05 құрайтын тұтқыр демпфирлеудің эквивалентті коэффициенті), онда осы құралдың 10.2-тарауында берілген сызықтық динамикалық талдау әдістері қолданылуы мүмкін. Эластомерлі тірек бөліктері жылжу кезінде (және сығу кезінде) деформацияланатын сызықтық серпімді элементтер ретінде қарастырылуы мүмкін. Бұл жағдайда оларды демпфирлеу конструкцияның жалпы тұтқыр демпфирлеуіне тең болуына жол беруге болады ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012) (7.5.2.3.3(2)-тармақшасын қараңыз. Барлық конструкция серпімді күйінде қалуы тиіс.

8.2 Есептеу әдістерін қолдану шарттары

8.2.1 [7.5.3(1)P] Негізгі ауытқу түрін қолданатын спектральды әдіс келесі барлық шарттарды орындаған жағдайда қолданылуы мүмкін:

а) Көпірден бастап белгілі жақын белсенді жер сілкіну көзіне дейінгі арақашықтық 10 км асады.

б) Көпір құрылысы алаңының топырақ күйі 3.3.2 ҚР НТҚ 08-01.1-2012 сәйкес ІА, ІБ, ІІ немесе ІІІ топырақ түрінің біреуіне сәйкес келеді.

в) Тиімді салыстырмалы демпфирлеу коэффициенті 0,30 аспайды.

8.2.2 [7.5.3(2)P] Егер 8.2.1-тармақта берілген б) және в) екі шарты да орындалса, мультимодальды спектральды талдау қолданылуы мүмкін.

8.2.3 [7.5.3(3)] Уақытша аумақтағы сызықтық емес талдау кез келген оқшауланған көпірді есептеу үшін қолданылуы мүмкін.

8.3 Есептеу әдістері

8.3.1 Негізгі ауытқу түрін қолданатын спектральды әдіс

8.3.1.1 Бір еркін дәрежесі бар модельді қолданған кезде қатты аралық құрылыс моделін қолдану ұсынылады.

8.3.1.2 [4.2.2.3(1)] Егер сейсмикалық әсерлер кезінде көлденең жазықтықта аралық құрылыс деформациясында көпір тіректерінің жоғары бөліктерін көлденең ығыстырумен салыстырғанда елеулі шамасы бар болған жағдайда ғана, көпірдің қатты моделі қолданылады. Бұл шарт әрдайым жіктестірілмеген аралық құрылымдары бар түзу сызықты көпірлерге жуық бойлық бағытта орындалады. Көлденең бағытта аралық құрылыс қатты деп саналады, егер $L/B < 4,0$ немесе егер келесі шарт орындалатын болса:

$$\frac{\Delta_d}{d_a} \leq 0,20, \quad (8.1)$$

мұндағы L — жіктестірілмеген аралық құрылыстың жалпы ұзындығы;

B — аралық құрылыстың ені;

Δ_d и d_a — сәйкесінше максималды айырманы және көлденең бағытта сейсмикалық әсерлер кезінде немесе осындай бөлумен көлденең жүктеме кезінде көпір тіректерінің барлық жоғары бөліктерін көлденең бағытта ығыстырудың орташа мәнін ұсынады.

8.3.1.3 [4.2.2.3(2)P] Жер сілкіну әсерін эквивалентті көлденең статикалық күшті F келесі формуламен анықталатын аралық құрылысқа түсіре отырып анықтауға болады:

$$F = MS_d(T), \quad (8.2)$$

мұндағы M — тіректің жоғарғы жартысының салмағымен бірге түсірілген аралық құрылыс салмағына тең конструкцияның жалпы тиімді салмағы;

$S_d(T)$ — көпірдің жеке тербеліс кезеңіне T сәйкес келетін есептік спектрді спектральды үдету (4.2.5 ҚР НТҚ 08-01.1-2012), ол келесі түрде анықталады:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}, \quad (8.3)$$

мұндағы $K = \sum K_i$ - жұмысқа қосылған элементтердің қаттылық қосындысына тең жүйенің қаттылығы.

8.3.1.4 [4.2.2.3(3)] Көлденең бағытта F күші аралық құрылысты бойлай тиімді салмақтардың таралуына пропорционалды таралуы мүмкін.

8.3.1.5 Әрбір негізгі бағытта оқшаулау жүйесі бөлімінің беті арқылы берілетін жылжу күші конструкция келесі берілген параметрлерді қолдану арқылы бір еркін дәрежесі бар жүйе болып табылатын жағдайда анықталуы тиіс:

- сейсмооқшаулағыш жүйенің тиімді қаттылығы, K_{eff}
- сейсмооқшаулағыш жүйені тиімді демпфирлеу, ξ_{eff}
- жоғары құрылыс салмағы, M_d

— спектральды үдету $S_e(T_{eff}, \eta_{eff})$ (4.2.5-т. қараңыз ҚР НТҚ 08-01.1-2012), тиімді кезеңге сәйкес келеді, $T_{eff}, \eta_{eff} = \eta(\xi_{eff}$ кезінде).

Осы параметрлердің мәндері келесі түрде анықталуы тиіс:

— тиімді қаттылық

$$K_{eff} = \sum K_{eff,i}, \quad (8.4)$$

мұндағы $K_{eff,i}$ — оқшауландырғыштың қаттылығымен анықталатын және төменгі құрылысқа (тірекке) i сәйкес келетін эквивалентті қаттылық,

— тиімді демпфирлеу

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_{D,i}}{K_{eff} d_{cd}^2} \right], \quad (8.5)$$

мұндағы $\sum E_{D,i}$ — d_{cd} есептік ығысу кезінде толық деформация циклі ішінде барлық оқшауландырғыштар ыдырататын i энергияның саны,

— тиімді кезең

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M_d}{K_{eff}}}. \quad (8.6)$$

$$a_g = \gamma_I a_{g,R}, \quad (8.7)$$

$$\text{және} \quad d_c = \frac{0,625}{\pi^2} a_g S \eta_{eff} T_c^2. \quad (8.8)$$

η_{eff} мәні келесі формуладан алынуы мүмкін:

$$\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0,10}{0,05 + \xi_{eff}}} \geq 0,40. \quad (8.9)$$

Максималды көлденең күш

$$V_d = M_d S_e = K_{eff} d_{cd}, \quad (8.10)$$

Топырақтың түріне байланысты есептік спектрдің параметрлері ҚР НТҚ 08-01.1-2012 сәйкес анықталады;

a_g — ІА типті топырақ және көпір жауапкершілігінің санаты үшін топырақ бетін есептік үдету;

γ_I — жауапкершілік коэффициенті моста;

$a_{g,R}$ — топырақтың референтті есептік үдеуі, (референтті қайталау кезеңіне сәйкес келетін);

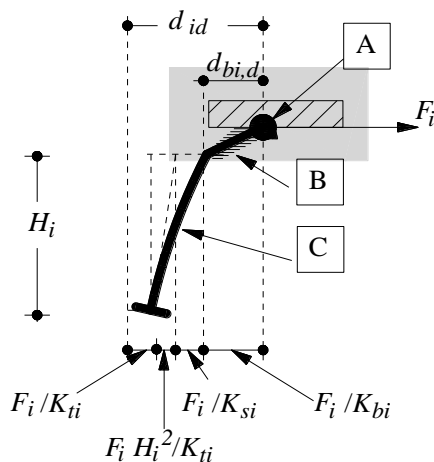
ЕСКЕРТПЕ Орын ауыстыру кезіндегі қаттылықпен K_{si} (кН/м), көлденең қаттылығымен K_{ti} (кН/м), бұру кезіндегі қаттылығымен K_{fi} (кНм/рад) негізге тірелген биіктігі H_i тіректер және K_{bi} (кН/м) қаттылықпен i оқшауландырғышы үшін тиімді қаттылық $K_{eff,i}$ (8.1-суретті қараңыз) келесі формуламен анықталады:

$$\frac{1}{K_{eff,i}} = \frac{1}{K_{bi}} + \frac{1}{K_{ti}} + \frac{1}{K_{si}} + \frac{H_i^2}{K_{fi}}. \quad (8.11)$$

Оқшауландырғыштың икемділігі және оған сәйкес келетін салыстырмалы жылжыту

$d_{bi} = \frac{F_i}{K_{bi}}$ әдетте жоғары құрылыстың басқа орын ауыстыру компоненттерінің ұқсас

параметрлерінен аздап артады. Осы себеппен жүйені тиімді демпфирлеу оқшауландырғыштар ыдырататын энергияға ғана ΣE_{Di} тәуелді, ал оқшауландырғышты салыстырмалы жылжыту осы нүктедегі жоғары құрылысты жылжытуға іс жүзінде теңестіріледі ($d_{bi}/d_{id} = K_{eff,i}/K_{bi} \cong 1$).



Шартты белгілер

A — жоғары құрылыс; B — оқшауландырғыш; C — тірек

8.1-сурет — Көпір тірегінің және оқшауландырғыштың i тиімді қаттылығы

8.3.1.7 [7.5.4(4)] Елеулі түрде сызықтық емес жүйелерде K_{eff} және ξ_{eff} есептік ығысуға d_{cd} байланысты (6.4-суреттегі d_{bd} қараңыз). Болжанатын және есептелген мәндер арасындағы ауытқу $\pm 5\%$ шектерінде болатындай d_{cd} параметрін бағалау үшін жүйелі аппроксимациялау процедурасын орындау қажет.

8.3.1.8 [7.5.4(5)] Сейсмооқшаулау жүйесіне және негізгі көлденең бағыттағы төменгі құрылысқа сейсмикалық әсерін (мысалы, y бағытын), бойлық бағыттағы (тиімді қаттылық ортасы және аралық құрылыс салмағының ортасы арасындағы) e_x эксцентриситеттің көпір тірегіне i қатысты жоғары құрылыстың d_{id} ығысуына ықпалын анықтау үшін келесі түрде бағаланады:

$$d_{id} = \delta_i d_{cd}; \quad (8.12)$$

$$\delta_i = 1 + \frac{e_x}{rr_x} x_i; \quad (8.13)$$

мұндағы

$$r_x^2 = \frac{\sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi})}{\sum K_{yi}}, \quad (8.14)$$

мұндағы e_x — бойлық бағыттағы эксцентриситет;

r — салмақ ортасы арқылы өтетін вертикальды осьтің айналасындағы аралық құрылыстың айналу радиусы;

x_i және y_i — тиімді қаттылық ортасына қатысты көпір тірегінің i координаты;

K_{yi} және K_{xi} — сәйкесінше y және x бағыттарындағы оқшауландырғыштың және көпір тірегінің i тиімді жалпы қаттылығы.

ЕСКЕРТПЕ В Тіп-тік көпірлерде, әдеттегідей, $y_i \ll x_i$. Мұндай жағдайларда (8.14) формуласындағы $y_i^2 K_{xi}$ туынды түсірілуі мүмкін.

8.3.1.9 [7.5.4(6)P] Көлденең құраушы сейсмикалық әсерлерді комбинациялау үшін ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 4.2.1.4(2) ережесі қолданылуы тиіс.

8.3.1.10 [4.2.1.4(1)] X және Y көлденең осьтердің және Z тік осьтің бойындағы максималды бір мерзімдік сейсмикалық әсерлердің мүмкіндігін ҚР ҚН EN 1998-1:2004 4.3.3.5.2(4)-тармақшасына сәйкес, яғни әрбір осьті бойлай тәуелсіз сейсмикалық әсерлердің салдарында E_x , E_y және E_z максималды әсерлердің «шаршы қосындысынан алынған шаршы түбірі» ережесіне сәйкес анықтауға болады:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}. \quad (8.15)$$

8.3.1.11 ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 [4.2.1.4(2)] 4.3.3.5.2(4)-тармақшаларына сәйкес ықтимал максималды әсер ету тиімділігін E (4.18) - (4.22) ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 формулаларға сәйкес есептелген барлық әсерлердің қатарынан ең жағымсыз әсерін қабылдауға болады.

8.3.2 Мультимодаьды спектральды талдау

8.3.2.1 [7.5.5(1)P] Сейсмооқшаулағыш жүйені модельдеу жеткілікті дәлдік деңгейімен келесіні көрсетуі тиіс:

- оқшауландырғыштарды кеңістікке бөлу және салыстырмалы аударылу моменті;
- екі көлденең бағыттағы үдемелі жылжыту және жоғары құрылыстың тік осін айналдыра айналуы.

8.3.2.2 [7.5.5(2)P] Жоғары құрылысты модельдеу жоспарда оны деформациялаудың жеткілікті дәлдік дәрежесімен көрсетілуі тиіс. Кездейсоқ салмақтың эксцентриситеттері ескерілмеуі мүмкін.

8.3.2.3 [7.5.5(3)] Төменгі құрылысты модельдеу жеткілікті дәлдік дәрежесімен қаттылықты бөлуді және іргетастың айналмалы қаттылығын көрсетуі тиіс. Егер көпір тірегінде біршама салмақ және биіктік болса, немесе ол суға батырылған болса, оның салмағының бөлінуін дәл модельдеу керек.

8.3.2.4 [7.5.5(4)] (8.5) формулаға сәйкес анықталатын тиімді демпфирлеу тек көпір тербелісінің жеке түрлеріне ғана қолданылады, олардың кезеңдері $0,8T_{eff}$ асады. Егер салыстырмалы демпфирлеу коэффициентін дәлме-дәл есептеу әдісі жоқ болса, барлық қалған тербеліс түрлері үшін сейсмооқшаулағышы жоқ сәйкесінше конструкцияны демпфирлеу коэффициенті қолданылуы тиіс.

8.3.2.5 [7.5.5(5)P] Сейсмикалық әсерлердің көлденең құраушыларының комбинациясы үшін ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 4.2.1.4(2) ережесі қолданылуы тиіс.

8.3.2.6 [7.5.5(6)] Сейсмооқшауланған жүйенің (d_{cd}) қаттылық ортасын салдарлы ығыстыру және әрбір екі көлденең бағыттағы оқшаулау жүйесі бөлімінің (V_d) беті арқылы берілетін салдарды толық жылжу күші келесі түрде төменгі шекті мән бойынша бағалануы тиіс:

$$p_d = \frac{d_{cd}}{d_{cf}} \geq 0,80, \quad (8.16)$$

$$p_v = \frac{V_d}{V_f} \geq 0,80, \quad (8.17)$$

мұндағы d_{ef} , V_f — 7.5.4 ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012 сәйкес негізі тербеліс түрін қолдану арқылы спектральды талдауға сәйкес есептелген окшаулау жүйесі бөлімінің беті арқылы берілетін есептік орын ауыстыру және жылжу күші. 7.5.3(1)Р ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012 шектеулер (8.16) және (8.17) формулаларды бағалау кезінде қолданылмайды.

8.3.2.7 [7.5.5(7)] Егер осы Құралдың 8.3.2.6 шарты орындалмайтын болса, сейсмоокшаулағыш жүйеге әсер ету параметрлері, аралық құрылыс және төменгі құрылысты келесі формулаларға көбейту керек:

$$\frac{0,80}{p_d} \quad \text{сейсмикалық ығысулар үшін немесе} \quad (8.18)$$

$$\frac{0,80}{p_v} \quad \text{сейсмикалық күштер және моменттер үшін} \quad (8.19)$$

8.3.2.8 [7.5.5(8)] Егер көпірді бір еркін дәрежесі бар модельмен көрсетуге болмайтын болса, 8.3.2.6-тармағындағы шектеулер және 8.3.2.7-тармағында көрсетілген түзетулер қолданылмайды. Мұндай жағдайларға келесі көпірлерді жатқызуға болады:

— салмағы аралық құрылысты жылжытуға елеулі әсер көрсететін биік тіректері бар көпірлер;

— аралық құрылыс салмағының ортасы және тиімді қаттылық ортасы арасындағы ($e_x > 0, 10L$) бойлық бағытта елеулі эксцентриситеті e_x бар көпірлер.

Мұндай жағдайларда (8.3.2.6) және (8.3.2.7) шектеулер мен түзетулер орын ауыстыруға және көпірдің нақты моделінің сәйкесінше бағытта негізгі жеке тербеліс түрін қолдану арқылы есептеуден алынған күштерге әрбір бағытта қолданылуы ұсынылады.

8.4 Уақытша аумақта есептеу

8.4.1[7.5.6(1)Р] Уақытша аумақта есептеу үшін (8.16) және (8.17) формулаларда 4.2.4.3(1)Р ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012 сәйкес есептік әсерлерге сәйкес келетін d_{cd} және V_d мәндерін қолдану арқылы осы Құралдың 8.3.2.1, 8.3.2.2, 8.3.2.3, 8.3.2.6, 8.3.2.7 және 8.3.2.8-тармақтарындағы ережелер қолданылады.

8.5 Сейсмикалық әсер етудің тік құраушысы

8.5.1 [7.5.7(1)] Сейсмикалық әсер етудің тік құраушысының ықпалын көлденең сейсмикалық әсер реакциясын анықтау үшін қолданылатын әдіске тәуелсіз сызықтық спектральды талдаудың көмегімен анықтауға болады. Жалпы әсерлерді анықтау үшін 4.2.1.4 ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012 шарты қолданылады.

8.6 Сейсмооқшауланған конструкцияларды модельдеу мысалдары

8.6.1 Серпімді-тұтқыр сейсмооқшауландырғыштардағы аралық құрылысы бар көпір

8.6.1.1 Көлденең тербелістер кезіндегі көпірдің оңайлатылған моделі (бір еркін дәрежесі бар жүйе ретінде) 8.2-суретте көрсетілген.

Қабылданған белгілеулер:

m - аралық құрылыстың салмағы;

c_o - тіректерді тұтқыр (конструкциялық) демпфирлеу коэффициенті;

k_o - тіректердің жалпы қаттылығының коэффициенті;

\ddot{u}_g - жер сілкінісі кезінде топырақ беті тербелістерінің акселерограммасы.

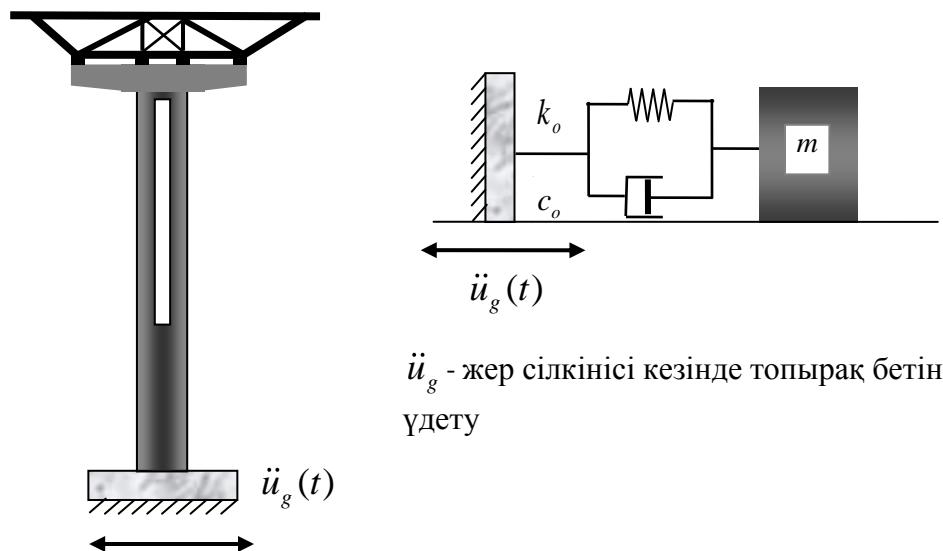
Сейсмикалық әсер салдарынан негіздің тербелісі кезінде осындай жүйенің тербелісінің дифференциалды теңдеуі келесі түрде көрсетілуі мүмкін:

$$m\ddot{u} + c_o\dot{u} + k_o u = -m\ddot{u}_g \text{ немесе } \ddot{u} + 2\xi\omega_0\dot{u} + \omega_0^2 u = -\ddot{u}_g, \quad (8.20)$$

мұндағы $\xi = \frac{c_o}{2\sqrt{k_o m}}$ - өлшемсіз демпфирлеу коэффициенті (нақты демпфирлеудің

критикалық демпфирлеуге қатынасы),

$\omega_0 = \sqrt{\frac{k_o}{m}}$ - демпфирлеуді ескермей жеке тербелістердің циклдік жиілігі.



8.2-сурет - Көлденең тербелістерді талдау үшін оңайлатылған есептік модель

8.6.1.2 Демпфирленбеген жүйенің жеке тербелістер кезеңі келесі формуламен анықталады:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k_o}}, \quad (8.21)$$

Демпфирлеудің кіші коэффициенттері кезінде демпфирлеудің тербеліс кезеңіне ықпалын ескермеуге болады.

8.6.1.3 Дірілді-оқшауландырғыш тірек бөліктері бар көпірдің конструкциясын 8.3-суретте көрсетілген есептік схемамен модельдеуге болады.

8.6.1.4 Сейсмооқшаулағыш тірек бөліктері бар көпір тербелістерінің дифференциалды теңдеуінің түрі келесі:

$$m\ddot{u} + (c_o + c_i)\dot{u} + Ku = -m\ddot{u}_g, \text{ немесе } \ddot{u} + 2\xi_i\omega_{oi}\dot{u} + \omega_{oi}^2u = -\ddot{u}_g \quad (8.22)$$

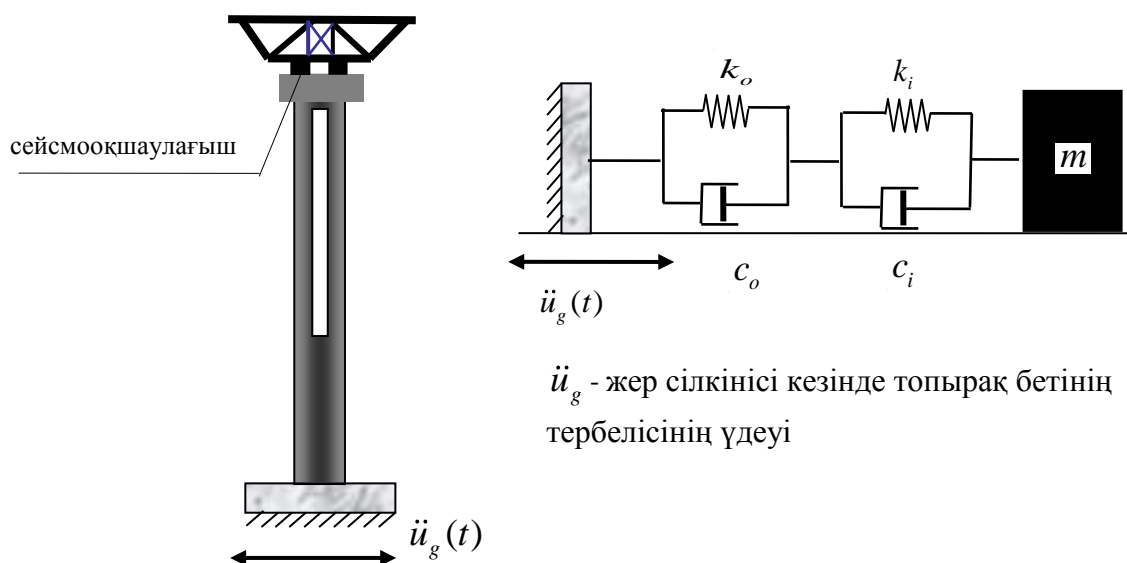
Қабылданған белгілеулер:

$$K = \frac{k_o k_i}{k_o + k_i} - \text{тіректердің және тірек бөліктерінің эквивалентті қаттылығы,}$$

$$\xi_i = \frac{(c_o + c_i)\sqrt{k_o + k_i}}{2\sqrt{mk_o k_i}} - \text{тіректердің конструкциялық демпфирлеуін және}$$

демпфирлеуші құрылғылармен энергияның ыдырауын ескеретін эквивалентті өлшемсіз демпфирлеу коэффициенті,

$$\omega_{oi} = \sqrt{\frac{K}{m}} - \text{демпфирлеуді ескермей жеке тербелістердің жиілігі.}$$



8.3-сурет - Сейсмооқшауландырғыш құрылғыларды ескеру арқылы көлденең тербелістерді талдау үшін көпірдің оңайлатылған есептік моделі

8.6.1.5 Сейсмооқшаулағыш тіректерді қолдану кезінде демпфирлеу тербеліс параметрлеріне елеулі ықпал етуі мүмкін екендігін ескере отырып, демпфирлеуді ескерумен жүйенің жеке тербелу кезеңін анықтаймыз:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K(1-\xi_i^2)}} = 2\pi\sqrt{\frac{m(k_o + k_i)}{k_o k_i(1-\xi_i^2)}}, \quad (8.23)$$

8.6.1.6 Мысал ретінде дірілді-окшаулағыш құрылғыларды қолдану кезінде жеке тербелістер кезеңін үш еседен астам ұлғайту үшін k_i шаманың k_o бастап $0,1$ құрауын белгілейміз.

$k_i = 0.1k_o$ болғанда $K = \frac{k_o k_i}{k_o + k_i}$ формуласымен анықталатын тіректердің және тірек бөліктерінің эквивалентті қаттылығы бар көпірдің тербеліс кезеңі шын мәнінде өседі және келесі формуламен анықталады: $T = 2\pi \sqrt{\frac{11m}{k_o(1-\xi^2)}}$

8.6.1.7 Көпірлерді есептеу үшін өте күрделі схемаларды – көп еркін дәреже саны бар жүйелерді қолданған кезде – есептеу қағидалары бұрынғыдай қалады. Бұл жағдайларда сәйкесінше нүктелерде серпімді және тұтқыр элементтер қосылады, бұл кезде тербеліс түрін қатыстыру коэффициенті сияқты параметр ескеріледі.

8.6.2 Демпфирлеуші элементтердің конструкцияның сейсмикалық әсер ету реакцияларына ықпалын бағалау

8.6.2.1 Құрылыс динамикасы теориясында және әртүрлі елдердің нормаларында критикалық демпфирлеу коэффициенті ұғымы қолданылады. Бұл гармониялық бос тербелістер мүмкін емес демпфирлеу мәні. 8.6.1-тармағында айтылған критикалық демпфирлеу коэффициенті келесі формула бойынша анықталады:

$$c_{cr} = 2\sqrt{k_o m}, \quad (8.24)$$

8.6.2.2 Салыстырмалы (өлшемсіз) демпфирлеу коэффициенті келесі формула бойынша анықталады:

$$\xi = \frac{c_o}{c_{cr}} = \frac{c_o}{2\sqrt{k_o m}}, \quad (8.25)$$

Салыстырмалы демпфирлеу коэффициенті үлестермен немесе критикалық коэффициенттен пайызбен беріледі.

8.6.2.3 Энергияны тұтқыр ыдырату механизмінен басқа энергияны диссипациялау жүйенің сызықтық емес әрекетіне байланысты байқалуы мүмкін. Сызықтық емес әрекеті кезінде энергияның ыдырауы гистерезисті қисықтармен сипатталады. Бұл жағдайда қозғалыстың дифференциальды теңдеуін келесі түрде көрсетуге болады:

$$m\ddot{u} + c_o\dot{u} + f(\dot{u}, u) = -m\ddot{u}_g, \quad (8.26)$$

8.6.2.4 Осыған ұқсас тапсырмаларды шешуде әртүрлі тәсілдер бар. Өте айқын шешімдер демпфирлеуші құрылғылардың шынайы әрекетін ескеру кезінде алынады, бұл жағдайда сызықтық емес тапсырмаларды шешу керек. Тәжірибеде демпфирлеуші құрылғылардың тиімділігі эквивалентті тұтқыр үйкеліспен жеткілікті түрде дәл сипатталады.

8.6.2.5 Осындай құрылғыларды есептеу тәсілдерінің бірі «эквивалентті демпфирлеу коэффициентінің әдісі» болып табылады. Эквивалентті демпфирлеу коэффициенті бір цикл ішінде демпфирлеуші құрылғымен ыдыраған энергияның жүйемен жиналған деформацияның максималды энергиясына E_d қатынасы арқылы анықталады:

$$\xi_{eq} = \frac{E_d}{4\pi E_{\max}}, \quad (8.27)$$

8.6.2.6 Әрбір нақты құрылғы үшін ыдыраған энергияның шамасы гистерезис ілмегінің ауданын өлшеу арқылы анықталуы мүмкін. Қозғалыстың дифференциалды теңдеуі (8.26) осындай есептеу тәсілі кезінде келесі түрде беріледі:

$$\ddot{u} + 2\omega_0(\xi + \xi_{eq})\dot{u} + \omega_0^2 u = -\ddot{u}_g, \quad (8.28)$$

Бұл әдістеме сонымен қатар кез келген еркін дәреже саны бар жүйеге таратылады. Бұл жағдайда әрбір j -ші жеке тербеліс түрі үшін эквивалентті модальды демпфирлеу коэффициенті анықталады:

$$\xi_{eq}^j = \frac{E_d^j}{4\pi E_{\max}^j}, \quad (8.29)$$

Осылайша, қосымша модальды демпфирленетін құрылыстың схемалары есептеу үшін синтезделген акселерограммаларды қолдану арқылы уақытша аумақтағы сызықтық талдаудың жақсы әзірленген әдістерін немесе жауап спектрлерін қолдану арқылы спектральды әдісті қолдану мүмкіндігін береді.

8.7 Топырақты негізі бар тіректердің әрекеттесуін модельдеу

8.7.1 Топырақтың сейсмикалық әсерін аралық құрылысқа беретін тіректер мен тіреулердің сейсмикалық әсерін есептеу барысында негізінде топырақ негізіне бекітілгендер ретінде қарастырылуы тиіс (3.1.2(3) ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012).

8.7.2 Сейсмикалық (кинематикалық) әсері конструкция және топырақ арасындағы бөлім шекарасына түсіріледі.

8.7.3 Топырақтың конструкциямен өзара әрекеттесуі топырақтың қасиеттерін имитациялайтын серіппелерді қолдану арқылы ҚР ҚН ЕН 1998-5:2004/2012 сәйкес қарастырылуы мүмкін. Әсер ету топырақтың қаттылығын имитациялайтын серіппелердің ұштарына түсіріледі.

8.7.4 Егер топырақтың икемділігі тіректің жоғары бөлігінде осы бағытта көлденең жүктеменің әсері кезінде тіректің жоғары бөлігінде жалпы жылжытудың 20 % астамын құрайтын болса, топырақтың конструкциямен өзара әрекеттесуі әрқашан көпір тіректері үшін есептеуде қабылдануы тиіс.

8.7.5 Топырақтың конструкциямен өзара әрекеттесуі және оның қадаларға немесе бағандарға (кессондарға) ықпал етуі 6.4.2 ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012 талаптарын ескере отырып, 5.4.2 ҚР ҚН ЕН 1998-5:2004/2012 сәйкес есептелуі тиіс.

8.7.6 Топырақтың механикалық қасиеттерін сенімді бағалау қиындатылған жағдайларда ең үлкен және ең кіші ықтимал мәндерді қолдану арқылы есептеулерді орындауға болады.

8.7.7 Топырақ қаттылығын жоғары бағалау ішкі күштерді есептеу үшін, ал төмендетілген бағалау көпірдің жылжуын есептеу үшін қолданылуы тиіс.

9 КӨПІРЛЕРГЕ АРНАЛҒАН СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ҚҰРЫЛҒЫЛАРҒА ҚОЙЫЛАТЫН ТАЛАПТАР

9.1 Жалпы ережелер

9.1.1 Көпірді сейсмооқшаулау қажеттілігі туралы шешімдерді қабылдау кезінде ескеру қажет факторлардың тіреуі құрылыстың жол берілетін зақымдануларының деңгейі болып табылады. Кез келген жер сілкінулер кезінде маңызды бағыттарда орналасқан көпірлер тіпті зақымданбауы тиіс, немесе жылдам жөндеуге болатын азғантай зақымданулар алуы мүмкін. Бұл көпірлердің көтергіш элементтері тіпті ең күшті сейсмикалық әсерлер кезінде серпімді кезеңде жұмыс істеуі тиіс екендігін білдіреді. Аралық құрылыстардың және тіректердің бағасы мұндай жағдайларда біршама өсуі мүмкін. Сейсмооқшаулағышты осындай жобаларда қолдану жалғыз экономикалық тиімді шешім болуы мүмкін.

9.1.2 Сонымен қатар назарға алу қажет сейсмооқшаулағыш жүйелерді таңдауға ықпал ететін басқа фактор құрылыс алаңының топографиясы болып табылады. Қатты қиылысқан орындардағы тіректердің биіктігі біршама ерекшеленуі мүмкін және топырақтың әртүрлі түрлері тірек сипаттамаларының сан алуандығының себебі болуы мүмкін. Бұл өз кезегінде тіректер арасындағы сейсмикалық жүктеменің біркелкі емес таралуына алып келуі мүмкін. Сейсмооқшаулағыш құрылғыларды қолдану тіректер арасындағы күштерді барынша біркелкі таратуға мүмкіндік береді.

9.1.3 [7.3(2)P] Есептік сейсмикалық әсерлер кезінде суперқұрылым және сабқұрылымның сейсмикалық реакциясы құрылыстың шектеулі икемділік жағдайларында қарастырылуы тиіс ($q \leq 1,5$).

9.1.4 [7.3(3)] Егер көпір конструкциясы 7.4 және 7.5-тармақтарына сәйкес жобаланса және ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.6 және 7.7-тармақтарына сәйкес келсе, ол негізгі талаптарға жауап береді деп саналады.

9.1.5 [7.3(4)P] Сейсмооқшаулағыш жүйенің беріктігі және бүтіндігі үшін жоғары сенімділік талап етіледі, себебі жылжыту кезінде оның орнықтылығында көпірдің қауіпсіздігі үшін критикалық мәні бар. Сейсмооқшауланған жүйе ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.6.2-тармағының талаптарына сәйкес жобаланған болса, оның жоғары сенімділік деңгейі бар деп саналады.

9.1.6 [7.3(5)P] Қарапайым әлсіз-демпфирлеуші эластомерлі тірек бөліктерінен басқа барлық оқшауландырғыш түрлері үшін 7.5.2.3.3(5) және 7.5.2.3.3(6)-тармақшаларына сәйкес және тегіс сырғанайтын тіректер үшін ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.5.2.3.5(5)-тармақшасына сәйкес элементтердің сипаттамалары тәжірибе жасалатын үлгілерді сынау нәтижелерімен расталуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Егер ҚР СТ 15129-2012 (антисейсмикалық құрылғылар) осы түрдегі үлгілерге сынау жүргізу бойынша талаптардың толық сипаттамасы жоқ болса, К ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 ақпаратты қосымшада тәжірибе жасалатын үлгілерге сынау жүргізу бойынша нұсқаулар бар. Осы Құралдың А қосымшасында сейсмооқшаулағыш құрылғыларды қолдану кезінде құрылыстың сейсмикалық әсерлерге реакциясын бағалау бойынша ұсыныстар берілген.

9.1.7 Сейсмооқшаулағыш құрылғыларды жобалау барысында ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 2.2-қосымша бөлімінде көрсетілген негізгі талаптар орындалуы тиіс.

9.2 Бұзылулардың болмауы бойынша талап (критикалық шекті күйі)

9.2.1 [2.2.2(1)P] Есептік сейсмикалық әсерлерден кейін көпірдің кейбір элементтері зақымдануы мүмкін болса да, көпір конструктивтік бүтіндігін және қалған көтергіш қабілеттігін сақтауы тиіс.

9.2.2 [2.2.2(2)] Тіректерде кейбір қималардың қалған деформацияларына жол беріледі (яғни, икемділік деформация аймақтарының пайда болуы). Сейсмикалық оқшаулар болмаған жағдайда осындай иілгіш деформациялар әдеттегідей есептік сейсмикалық әсер етуді қарапайым сейсмикалық төзімді емес көпірлер құрылысына жұмсалған шығындармен салыстырғанда көпір құрылысына жұмсалған қосымша шығындардың орынды ұлғаюына сәйкес деңгейге дейін төмендету үшін сейсмикалығы жоғары өңірлерде қарастырылады.

9.2.3 [2.2.2(3)] Көпірдің аралық құрылысы сонымен қатар екінші қатарлы элементтердің: температура жіктерінің, тегіс плиталардың (2.3.2.2(4) ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012) және парпеттердің жергілікті зақымдануының алдын алу есебімен жобалануы тиіс.

9.2.4 [2.2.2(4)] Егер есептік сейсмикалық әсер етуде көпірдің есептік қызмет ету мерзімі ішінде елеулі арту ықтималдығы бар болса, жобалау зақымдануларға орнықты конструкцияны жасауға бағытталуы тиіс. Есептік сейсмикалық әсерлер кезінде энергияны ыдыратуға қатысу есебінен зақымдануларға бейім көпір бөліктері көпір жер сілкінісінен кейін бірден жылдам жөнделіп және жедел құтқару қызметтері қолданатындай етіп жобалануы тиіс.

9.2.5 [2.2.2(5)] Егер есептік сейсмикалық әсер етуде есептік қызмет ету мерзімі ішінде артуының төменгі ықтималдығы бар болса, сейсмикалық белсенділік ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 1.5.3.5 және 4.1.1(2)-тармақтарына сәйкес кездейсоқ құбылыс ретінде қарастырылуы мүмкін. Мұндай жағдайда 9.2.3 және 9.2.4-тармақтарының талаптары жеңілдетілуі мүмкін.

9.3 Зақымдануларды (залалды) барынша азайту бойынша талаптар

9.3.1 [2.2.3(1)P] Жоғары қайталану ықтималдылығы бар сейсмикалық әсер екінші дәрежелі элементтердің, сонымен қатар энергияның ыдырауына септігін тигізетін көпір бөліктерінің елеулі зақымдануларына алып келуі мүмкін. Көпірдің басқа барлық бөліктері зақымданбаған күйі қалуы тиіс.

9.4 Оқшаулағыш жүйеге қойылатын арнайы талаптар

9.4.1 Көлденең бағыттағы қалпына келтіретін қабілеті

9.4.1.1 [7.7.1(1)P] Сейсмооқшаулағыш жүйе жиынтық жылжулардың жиналуының алдын алу мақсатында негізгі екі бағытта өз қалпына келу қабілеттігіне ие болуы тиіс.

Егер жүйеде шекті жылжытуға d_m қатысты қалған аз жылжыту бар болса, жүйе осындай қабілеттікке ие болады.

9.4.1.2 [7.7.1(2)] Егер қарастырылып отырған бағыттағы белгілі төмен жылжыту d_0 келесі шартқа жауап беретін болса, 9.4.1.1-тармағындағы талаптар орындалған болып саналады:

$$\frac{d_{cd}}{d_0} \geq \delta, \quad (9.1)$$

мұндағы d_{cd} - қарастырылып отырған бағыттағы оқшауланатын жүйені есептік орын ауыстыру (жер сілкінумен туындаған құрылыстың сейсмооқшауланған бөлігінің топырағына қатысты максималды орын ауыстыруы),

d_0 - осы тармақшада және төмендегі 9.4.1.5-тармақшасында белгіленген қасиеттерді ескерумен алынған қарастырылып отырған бағытта статикалық жүктеме кезінде оқшауланған жүйенің максималды қалған орын ауыстыруы. Осылайша, оқшауландырғыштардың деформациялануына ешқандай шектеулер қойылмайды (шектеусіз деформациялық). Бисызықты жүйелер үшін және бисызықты сияқты аппроксимациялауы мүмкін жүйелер үшін d_0 шамасы келесі формула бойынша анықталады:

$$d_0 = F_0 / K_p, \quad (9.2)$$

δ - берілетін параметр.

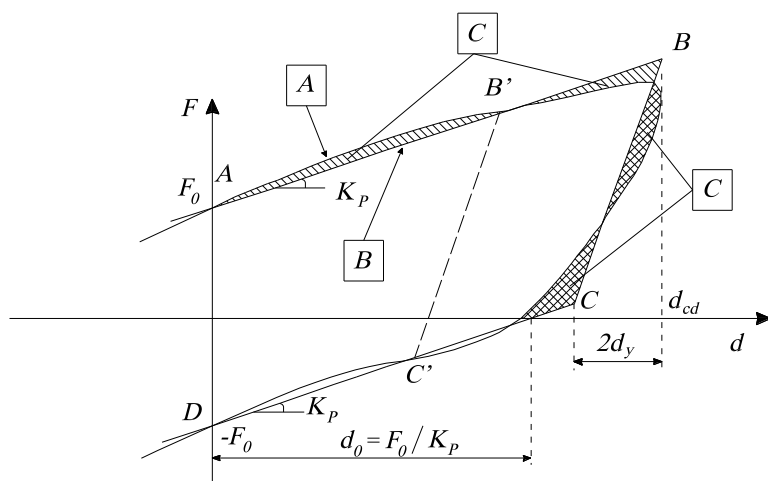
ЕСКЕРТПЕ 1 Ұсынылатын мән: $\delta = 0.5$ (сонымен қатар 9.3-суретті және 9.4.1.4-тармақшасындағы 2-ескертпені қараңыз).

ЕСКЕРТПЕ 2 Жүйелердің әрекеті бисызықты гистерезисті әрекетпен сипатталатын олардың қасиеттері келесі түрде анықталады (9.1-суретті қараңыз): нөлдік жылжытуға F_0 сәйкес келетін күш және есептік орын ауыстыру d_{cd} мәні есептеледі. Нақты қисық сызықтар және аппроксимациялау сызықтары арасында жасалатын аудандар тең болатындай етіп АВ тиеу және ВС түсіру түзу сызықтары жүргізіледі.

ЕСКЕРТПЕ 3 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012) 7.5.2.3.5 (2)-тармақшасына сәйкес бисызықты әрекеті бар жүйелер және бисызықты тәуелділіктермен жуықталған жүйелер үшін оқшаулағыш жүйенің қасиеттерін анықтайтын $d_0 = F_0 / K_p$ орын ауыстыру шекті деформациялық шамасына тәуелсіз болып саналады. Сондықтан 9.1-суретте $ABCD$ және $AB'C'D$ қисық сызықтары бар жүйелерде ұқсас d_0 параметрі бар. Постсерпімді қаттылық K_p оң болғанда d_0 мәні оң және K_p шамасы теріс болғанда d_0 мәні теріс, K_p шамасы нөлге тең болғанда d_0 мәні ∞ тең болады. Теріс мәндері бар K_p жүйе қолданылмайды.

ЕСКЕРТПЕ 4 сырғанайтын сфералық тірек бөліктері бар құрылғылар үшін (ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.5.2.3.5(2)-тармақшасын қараңыз) $d_0 = \mu_d R_b$.

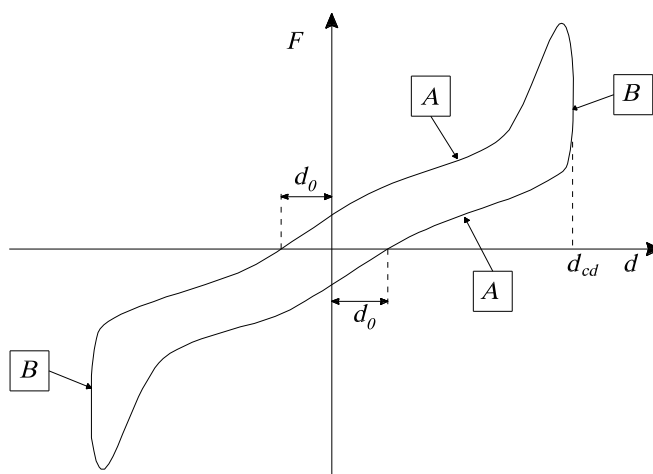
ЕСКЕРТПЕ 5 Бисызықты болып жуықтамайтын гистерезисті әрекеті бар жүйелер үшін (9.2-суретті қараңыз) d_0 мәні қисық сызықтың постсерпімді тармағының орын ауыстыру осімен қиылысу нүктесімен анықталуы мүмкін. Аққыштық шегіне сәйкес келетін орын ауыстырулар нөлге тең болып қабылдануы мүмкін.



Шартты белгілері:

F – күш, d – орын ауыстыру, A - күш-орын ауыстыру нақты тәуелділігі, B - бисызықты аппроксимациялау (ABCD), C - эквивалентті ауданы.

9.1-сурет – Қалпына келтіру қабілеттігін бағалау үшін эквивалентті бисызықты модельді анықтау



Шартты белгілері:

F -күш, d -орын ауыстыру, A -постсерпімді тармақ, B -серпімді тармақ.

9.2-сурет– Бисызықты модельдермен аппроксимациялануға түспейтін гистерезисті жүйелердің әрекеті

9.4.1.3 [7.7.1(3)] Егер жүйелер жеткілікті деформацияға және құрылыс қызметінің ішінде қалған орын ауыстыруларды жеткілікті деңгейде жинау қабілеттігіне ие болса, (9.1) формуласының талаптарын қанағаттандырмайтын жүйелер 9.4.1.1-тармақшасының талаптарына сәйкес есептелуі мүмкін.

9.4.1.4 [7.7.1(4)] 9.4.1.3-тармақшасының шарттары әрбір оқшауландырғыш үшін келесі қатынастар орындалған жағдайларда қарастырылады:

$$d_{m,i} \geq d_{G,i} + \gamma_{du} d_{bi,d} p_d, \quad (9.3)$$

мұндағы

$$p_d = 1 + 1,35 \frac{1 - (d_y / d_{cd})^{0,6}}{1 + 80 (d_{cd} / d_0)^{1,5}}, \quad (9.4)$$

ρ_d графиктері 9.3-суретте көрсетілген.

және

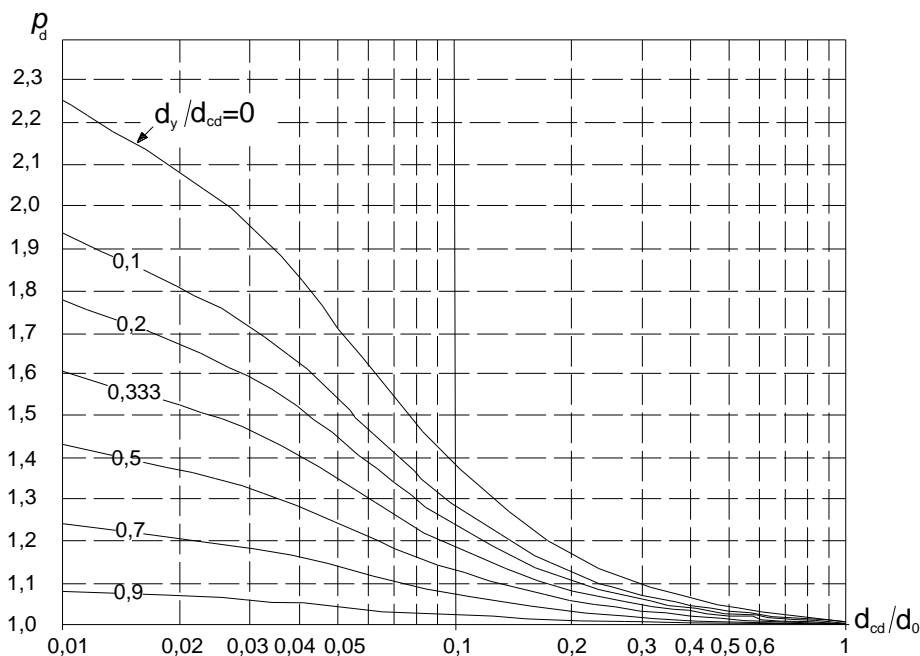
$d_{m,i}$ - қарастырылып отырған бағыттағы *i-ші* оқшауландырғыштың деформациялық қабілеттігі, яғни, оқшауландырғыш төзуі мүмкін максималды орын ауыстырулар.

$d_{bi,d}$ - ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.6.2(1)Р-тармақшасына сәйкес анықталатын талданатын бағыттағы *i-ші* оқшауландырғыштың есептік орын ауыстыруы;

$d_{G,i}$ - ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.6.2(2)Р-тармақшасына сәйкес анықталатын сейсмикалық әсерсіз *i-ші* оқшауландырғыштың орын ауыстыруы;

d_y - 9.4.1.2-тармақшасына сәйкес анықталатын эквивалентті бисызықты жүйенің аққыштық шегіне сәйкес келетін орын ауыстыру. Сырғанайтын жүйелер үшін d_y шамасы нөлге тең болып қабылдануы мүмкін. Егер осы параметрді есептеу барысында белгісіздік бар болса, оның мәнін нөлге тең деп қабылдау керек;

γ_{du} - есептік орын ауыстыруларды анықтау барысында белгісіздікті ескеретін коэффициент.



9.3-сурет – (9.4) формуласымен анықталатын ρ_d тәуелділік графигі

ЕСКЕРТПЕ 1 Ұсынылған мән $\gamma_{du} = 1,20$

ҚР НТҚ 08-02.1-2013

ЕСКЕРТПЕ 2 ρ_d арналған формуладағы екінші мүше (9.4) формуласында есептік жер сілкінісі алдындағы жер сілкінісінің әсері кезінде жиналған қалған орын ауыстыруды анықтайды. $d_{cd} / d_0 \geq 0,5$ шартын қанағаттандыратын жүйелер үшін жиналған қалған орын ауыстыру шамалы ғана (9.3-суретті қараңыз). $d_{cd} / d_0 < \delta$ шартын қанағаттандыратын жүйелер үшін $d_{m,i}$ максималды мәні (9.3) немесе ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 (7.19a) формуласынан анықталуы тиіс және олардың ең үлкені таңдалуы тиіс.

9.4.1.5[7.7.1(5)] Оқшауландырғыштардың осы сипаттамалары динамикалық жүктемелер кезінде d_{cd} және d_0 параметрлерін анықтау үшін қолданылуы тиіс. Бойлық бағытта оқшауландырғыштардың пішінін қалпына келтіру қабілеттігін анықтайтын шарттар (9.1), (9.3) және (9.4) формулаларында берілген, сейсмооқшауландырғыштардағы күштердің өзгеру жылдамдығына ықпал етпейді.

9.4.2 Сейсмооқшаулағыш құрылғыда көлденең орын ауыстыруларды шектеу

9.4.2.1 [7.7.2(1)P] Сейсмооқшаулағыш жүйе пайдалану талаптарын қамтамасыз ету үшін орын ауыстыруларды/деформацияны шектеуге қатысты басқа ҚР ҚН EN және стандарттардың талаптарын қанағаттандыру үшін көлденең орын ауыстыруларды жеткілікті түрде шектеуді қамтамасыз етуі тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Әдетте бұл талап темір жол көпірлерінде тежеу күшін ескеру кезінде критикалық болып табылады.

9.4.2.2 [7.7.2(2)] Егер көпір конструкциясында белгілі тіректерде аралық құрылыстарды тіректерге қатысты орын ауыстыруға қойылатын пайдалану талаптарын қамтамасыз ету үшін қорғанышты қиғаш тіреулер қолданылса, онда олардың көтергіш қабілеттігі аққыштық күйінде осы тіректе және осы бағытта сейсмооқшаулағыш қабат арқылы берілетін есептік сейсмикалық күштің 40 % аспауы тиіс. Егер осы талап орындалмаса, онда жүктеме қиғаш тіреудегі күш аққыштық шегіне жететіндей ұлғайған жағдайда шектеуіш қиғаш тіреулерін қабылдауы тиіс жүктемедегі көпір конструкциясының элементтері үшін нормативтік құжаттарға сәйкес келетін (ҚР ҚН EN 1992-2:2005, ҚР ҚН EN 1993-2:2005 немесе ҚР ҚН EN 1994-2:2005) пайдалану шарттары бойынша талаптар (қажудан басқа) орындалуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ ҚР СТ 15129-2012 қатты қосылыстар құрылғылары үшін спецификациялар беріледі, олар сейсмооқшаулағыш қабаттың бетінде көлденең жылжытуларды қамтамасыз ету үшін қолданылуы мүмкін.

9.4.2.3 [7.7.2(3)] Егер күш шамасын шектейтін соққы жүктемесін беретін құрылғылар (6.6.3.3-тармақшасын қараңыз, ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012), пайдалану шарттары бойынша жылжытуларды шектеу үшін қолданылатын болса, бұл құрылғылар есептік модельге, бақылау жүйесіне және сейсмооқшаулағыш жүйенің сынау процедураларына қосылуы тиіс.

9.5 Соққы жүктемесін беретін құрылғыларға қойылатын талаптар

9.5.1[6.6.3.3(1)] Соққы жүктемесін беретін құрылғылар шектеу жылдамдығына тәуелді аралық құрылыс және тірек элементтері (аралық тіректер немесе тіреулер) арасында салыстырмалы орын ауыстыруды келесі түрде қамтамасыз етеді:

- Жылдамдық аз болғанда ($v < v_1$) мысалы, от температуралық деформация, жылжығыштық, немесе төсемнің шөгуінен қозғалыс іс жүзінде еркін болады (өте аз реакция кезінде);
- Қозғалыс жылдамдығы жоғары болған кезде ($v > v_2$) мысалы, сейсмикалық әсерлер және тежеу күшінен болатын әсерлер кезінде қозғалыс бұғатталады және құрылғы іс жүзінде қатты сияқты жұмыс істейді;
- Құрылғылар күшті F_{max} белгілі мәнге дейін түсіретін күш арқылы берілетін ($v > v_2$ кезінде) күштерді шектеу қасиетіне ие болуы мүмкін, ол қол жеткізген кезде қозғалыс басталады.

ЕСКЕРТПЕ Құрылғылардың соққы жүктемесін беретін қасиеттері және жобалау ҚР СТ 15129-2015 құжатында сипатталған. Жоғарыда аталған жылдамдықтардың шамаларының тәртібі: $v_1 \cong 0,1$ мм/с, $v_2 \cong 1,0$ мм/с.

9.5.2[6.6.3.3(2)P] Қолданылатын құрылғылардың әрекетін анықтайтын тәуелділіктердің толық сипаттамасы:, қоршаған орта факторларының (температура, ескіру, жиынтықты орын ауыстыру сияқты) ықпалын қосатын («күш-орын ауыстыру» және «күш-жылдамдық» тәуелділігі) жобалау кезеңінде ескерілуі тиіс және осы құрылғыларды өндірушілерден алынуы тиіс. Осы құрылғылардың әрекетін бағалау үшін қажетті параметрлердің барлық мәндерін ((9.5.1)-тармақшасында айтылған жағдайларда v_1 , v_2 , F_{max} параметрлерінің шамаларын қосқанда), сонымен қатар геометриялық мәліметтерді және осы құрылғылардың есептік кедергісін F_{Rd} және олардың қосылыстарын алу керек. Бұл ақпарат ресми тәжірибелі мәліметтерге негізделуі тиіс).

9.5.3 [6.6.3.3(3)P] Соққы жүктемесін шектеусіз функцияларсыз беретін соққы беретін құрылғылар қолданылған жағдайда оларда төменде көрсетілген есептік кедергі F_{Rd} болуы тиіс.

- Икемді әрекетке есептелген көпірлер үшін F_{Rd} шамасы көтергіш қабілеттікке сәйкес келетін реакциядан аспауы тиіс.
- Шектеулі иілгіштігі бар әрекетке есептелген көпірлер үшін F_{Rd} шамасы жұмыс шартының коэффициентіне көбейтілген (коэффициент q) есептік сейсмикалық әсер ету реакциясына қарағанда аз болмауы тиіс.

Бұл құрылғылар жылдамдықтары аз әсерлерден жеткілікті түрде еркін орын ауыстыруды қамтамасыз етуі және жылжытылған күйде көтергіш қабілеттігін сақтауы тиіс.

9.5.4 [6.6.3.3(4)P] Соққы жүктемесін беретін, ол арқылы берілетін күштерді шектеу қасиетіне ие құрылғыларды қолдану кезінде осы құрылғылар сейсмикалық оқшаулағышы бар көпірлер үшін (2.3.6.3(2)P, ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012) сәйкес немесе 7.6.2(2)P, ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 сәйкес анықталатын есептік сейсмикалық әсерлер кезінде жеткілікті d_{Ed} орын ауыстыру мүмкіндігін қамтамасыз етуі қажет.

9.5.5 [6.6.3.3(5)P] Соққы беретін барлық құрылғылар тексеру, техникалық қызмет көрсету және ауыстыру үшін қол жетімді болуы тиіс.

10 СЕЙСМООҚШАУЛАНҒАН КОНСТРУКЦИЯНЫҢ СЕНІМДІЛІГІН ТЕКСЕРУ

10.1 Есептік сейсмикалық әсері

10.1.1 [7.6.1(1)P] Есептік сейсмикалық әсерлер кезінде E_d мәні ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 5.5(1)P-тармақшасына және ҚР ҚН EN 1990:2002+A1:2005/2011, 6.4.3.4-тармақшасына сәйкес анықталуы тиіс:

$$E_d = G_k + P_k + A_{Ed} + \psi_{21} Q_{1k} + Q_2, \quad (10.1)$$

мұндағы “+” — “с үйлесімін” белгілейді

G_k — олардың сипаттамалық (нормативтік) мәндерімен тұрақты әсерлері;

P_k — барлық шығындардан кейінгі бастапқы кернеудің сипаттамалық (нормативтік) мәні;

A_{Ed} — есептік сейсмикалық әсері;

Q_{1k} — көлік жүктемесінің сипаттамалық (нормативтік) мәні;

ψ_{21} — ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 4.1.2(3)P-тармақшасына сәйкес көлік жүктемелері үшін үйлесімділік коэффициенті;

Q_2 — ұзақ әсердің квазитұрақты ұзақ мерзімді шамасы (мысалы, топырақтың қысымы, қалқымалығы, ағыстар және т.б.)

10.1.2 Сейсмооқшаулағыш жүйеге есептік сейсмикалық әсер ету 10.3-бөлімшесіне сәйкес, ал сабқұрылым және суперқұрылымға әсері 10.4-бөлімшесіне сәйкес ескерілуі тиіс.

10.2 Кеңістіктегі сейсмикалық әсерлердің өзгеруін есепке алу

10.2.1[3.3(1)P] Қималы емес аралық құрылыстары бар көпірлер үшін келесі екі жағдайдың біреуін немесе бір уақытта екеуін орындау барысында кеңістіктегі сейсмикалық әсерлердің өзгеруін ескеру керек:

- көпірдің бойындағы топырақтың сипаттамалары көпірдің тіректері ҚР НТҚ 08-01.1-2012 3.3.2-тармағына сәйкес әртүрлі типтегі топыраққа тірелетіндей етіп өзгереді.

- көпір бойындағы топырақтың сипаттамалары шамамен біркелкі, бірақ аралық құрылыстың ұзындығы шекті шамадан L_{lim} асады.

ЕСКЕРТПЕ Ұсынылатын мән: $L_{lim} = L_g / 1,5$, мұндағы L_g ұзындық төмендегі 10.2.6-тармақта анықталған.

10.2.2 [3.3(2)P] Сейсмикалық әсерлер кеңістігінде өзгеруді сипаттайтын модель ең болмағанда оңайлатылған түрде сейсмикалық толқындардың топырақтың және кескіндердің кездейсоқ біркелкі еместігіне және толқындардың сынуына байланысты әртүрлі нүктелерде қозғалыс параметрлерінің корреляциясының үдемелі жоғалу кеңістігінде таралу қасиетін ескеру керек. Сонымен қатар, осы модель ең болмағанда тек жеңілдетілген түрде көпір бойындағы топырақтың механикалық қасиеттерінің өзгеруіне

байланысты корреляцияның жоғалуын ескеруі тиіс, бұл бір тіректен екінші тірекке сейсмикалық әсерлерінің спектральды құрамының өзгеруіне алып келеді.

ЕСКЕРТПЕ Сейсмикалық қозғалыстар кеңістігіндегі өзгеруді сипаттайтын модельдер және талдаудың сәйкесінше әдістері ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012 құжатының D ақпараттық қосымшасында ұсынылған.

10.2.3 [3.3(3)] Егер кеңістіктегі сейсмикалық әсердің өзгеруін бағалаудың дәл әдісі анықталмаса, жеңілдетілген әдіс қолданылуы мүмкін, сипаттамасы 10.2.4 - 10.2.7-тармақтарында берілген.

10.2.4 [3.3(4)] Инерциялық күштер ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012 4 (4.2.1, 4.2.3 және 4.2.4)-бөлімінде аталған әдістердің біреуін қолданумен, көпір тіректерінің астындағы топырақтың аса қолайсыз түріне сәйкес келетін барлық конструкциялар үшін (мысалы, жауаптардың жалғыз спектрі немесе акселерограммалардың сәйкесінше жиынтығы) бастапқы бір сейсмикалық әсерді қолдану арқылы ескерілуі тиіс.

10.2.5 [3.3(5)] Кеңістіктегі сейсмикалық әсердің өзгерулерін бағалау үшін аралық құрылыс тіректерінің ығысуының сәйкесінше жиынтықтарын ұсынатын псевдостатикалық әсерлер қолданылуы мүмкін. Бұл ығысу жиынтықтары сейсмикалық қозғалыстардың «бос өріс» кеңістігіндегі ықтимал өзгерулерді ескеруі және сейсмикалық әсерлердің зерттелетін әсерінің максималды мәндері ескерілетіндей етіп таңдалуы тиіс.

10.2.6 [3.3(6)] Егер іргетастардың орын ауыстыруын немесе топырақтың қаттылығын модельдейтін және ескеретін серіппе ұштарының жылжуын ұсынатын кез келген көлденең бағытта көлденең ығысулардың келесі екі үйлесімінің әрқайсысы орындалса, 10.2.5-тармағының талаптары қанағаттандырылады. Екі жиынтықты қолдану нәтижелері тәуелсіз қарастырылады.

а) А үйлесімі

А үйлесімі салыстырмалы ығысулардан тұрады:

$d_{ri} = \varepsilon_r L_i \leq d_g \sqrt{2}$, мұндағы

$$\varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g},$$

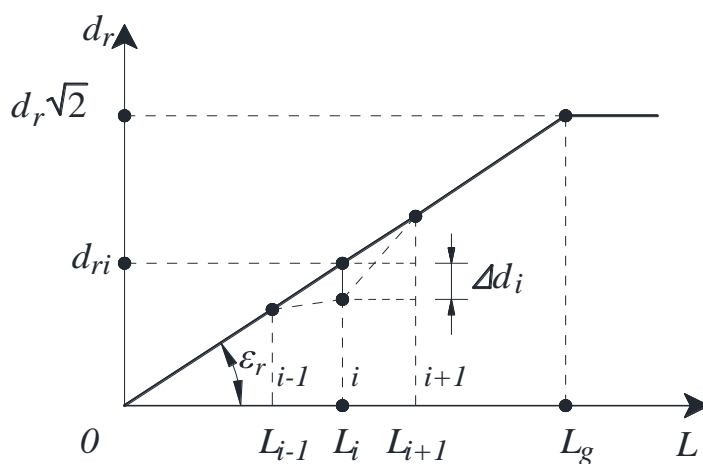
қарастырылып отырған бағыттағы көпірдің барлық тіректеріндегі («1» нөмірінен бастап «n» нөміріне дейін) бір уақытта бірдей белгілерімен (+ немесе -) қолданылған (10.1-суретті қараңыз).

d_g - топырақ түріне сәйкес келетін топырақтың есептік орын ауыстыруы және ҚР НТҚ 08-01.1-2012 4.2.4.1-тармағында берілген (4.15) формула бойынша анықталады.

L_i - соңғы тіректердің біреуіне қатысты i индексті тіректен бастап арақашықтығы (көлденең жоспарға проекциялау),

L_g - топырақ қозғалысын толықтай корреляцияланбаған деп санауға болатын арақашықтық.

ЕСКЕРТПЕ Топырақтардың түрлеріне байланысты арақашықтықтардың ұсынылған мәндері 10.1-кестеде берілген.



10.1-сурет — А ығысу үйлесімі

б) В үйлесімі

10.1-кесте - Арттыру кезінде топырақ қозғалысын корреляцияланбаған деп санауға болатын арақашықтық

Топырақтың түрі	IA	IB	II	III
L_g (м)	600	500	400	300

В үйлесімі іргелес жатқан екі көпір тіректерінің қарама-қарсы бағыттарында болатын топырақты жылжыту әсерін бағалау үшін қолданылады. Бұл жағдайда іргелес тіректердің $i-1$ және $i+1$ салыстырмалы орын ауыстырулары болмаған кезде аралық тірек Δd_i ($i > 1$) шамасына орын ауыстыратындығы болжанады (10.2-суретті қараңыз).

$$\Delta d_i = \pm \beta_r \epsilon_r L_{av,i},$$

мұндағы:

$L_{av,i}$ - аралық тіректен бастап іргелес $i-1$ және $i+1$ тіректерге дейінгі арақашықтықтың $L_{i-1,i}$ және $L_{i,i+1}$ орташа шамалары. Шеткі тіректер үшін (0 және n)

$$L_{av,0} = L_{0,1} \text{ және } L_{av,n} = L_{n-1,n},$$

β_r - топырақтың іргелес тіректердің қарама-қарсы бағыттарға ығысу шамасын ескеретін коэффициент.

ЕСКЕРТПЕ Ұсынылатын мәндер:

$\beta_r = 0,5$, егер барлық үш тірек ұқсас түрдегі топыраққа тірелсе,

$\beta_r = 1,0$, егер тіректердің біреуі тірелетін топырақтың түрі басқа тіректер тірелетін топырақтың түрінен ерекшеленетін болса,

ϵ_r - А үйлесімі кезіндегідей анықталады. Егер екі тірек арасындағы топырақтың түрі өзгертін болса, ϵ_r параметрінің максималды мәні қолданылады.

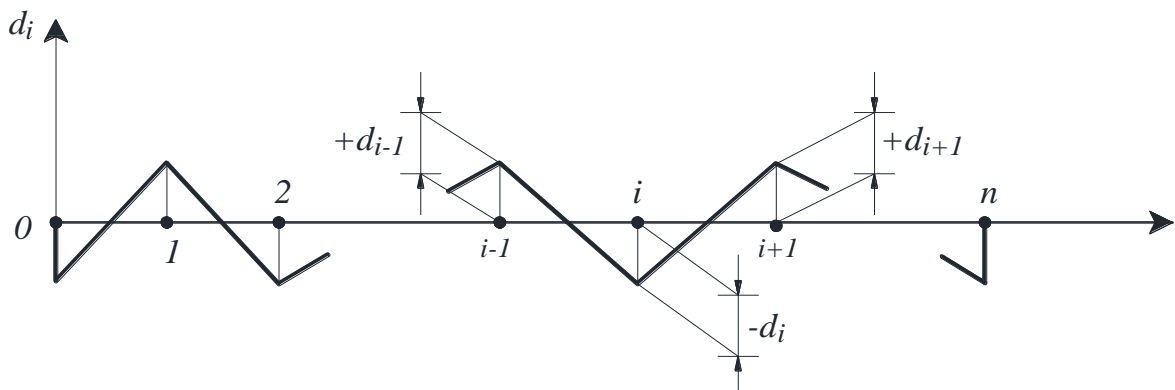
В үйлесімі i және $i+1$, $i=0$ бастап $i=n-1$ нөмірлері бар іргелес тіректер арасындағы учаскелерде қарама-қарсы белгілері бар тіректердің абсолюттік ығысуларының келесі конфигурацияларынан тұрады (10.2-суретті қараңыз).

$$d_i = \pm \Delta d_i / 2$$

$$d_{i+1} = \pm \Delta d_{i+1} / 2$$

10.2.7 [3.3(7)P] Кез келген көлденең бағыт үшін 10.2.5 және 10.2.6-тармақтарындағы псевдостатикалық есептеуден алынған келесі аса қауіпті нәтижелер SSRS ережесі бойынша 10.2.4 сәйкесінше инерциялық әсерлермен құрамдастырылуы тиіс (шаршылар қосындысынан алынған шаршы түбірі). Осы үйлесімнің нәтижесі осы бағыттағы әсерлерді анықтайды.

Сонымен қатар, сейсмикалық әсерлердің әртүрлі құраушыларының әсерлерінің комбинациясын есептеу үшін ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 4.2.1.4-тармағында көрсетілген ережелер қолданылады.



10.2-сурет — В жылжытудың үйлесімділігі

10.2.8 [3.3(8)] Уақытша аумақта талдау жүргізу барысында әрбір тірек аумағындағы топырақтың сейсмикалық қозғалыстары жеткілікті дәлдік дәрежесімен кеңістіктегі сейсмикалық әсерлердің ықтимал өзгеруін ескеруі тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Кеңістікте әсерлердің ықтимал өзгеруін ескеретін сейсмикалық әсерлер генерациясы бойынша нұсқаулар ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 D ақпараттық қосымшасының D.2 берілген.

10.3 Сейсмооқшаулағыш жүйе

10.3.1 [7.6.2(1)P] Сейсмооқшаулағыш жүйенің қажетті жоғары сенімділігі (ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.3(4)P-тармақшасын қараңыз) әрбір оқшауландырғыштың i жоғары есептік ығысуын $d_{bi,a}$ есептеу арқылы қамтамасыз етілуі тиіс:

$$d_{bi,a} = \gamma_{IS} d_{bi,d} , \quad (10.1)$$

мұндағы γ_{IS} — ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.5-тармағында ұсынылған әдістемелер бойынша есептеу нәтижесінде алынған әрбір i –ші оқшауландырғышты есептік орын ауыстыру $d_{bi,d}$ ұлғаятын күшейту коэффициенті.

ҚР НТҚ 08-02.1-2013

10.3.2 Егер кеңістіктегі сейсмикалық әсерлерді өзгерту осы Құралдың жеңілдетілген әдістерінің көмегімен (10.2.4, 10.2.5, 10.2.6 және 10.2.7-тармақтарды қараңыз) ескерілетін болса, жоғары есептік ығысулар 10.2.7-тармағының ережесі бойынша анықталуы тиіс, мұндағы ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.5-тармағының әдістемелерінің біреуіне сәйкес анықталған инерциялық реакциямен туындаған $d_{bi,d}$ ығысулар (10.1) формуласына сәйкес ескерілуі тиіс.

Бұл жағдайда 10.2.5 және 10.2.6-тармақтарына сәйкес анықталған кеңістіктегі сейсмикалық әсерлерді өзгертуге сәйкес келетін ығысулар ескерілмейді.

ЕСКЕРТПЕ Шаманың ұсынылған мәні - $\gamma_{Is} = 1,50$.

10.3.3 [7.6.2(2)P] Әрбір оқшауландырғышты кез келген бағытқа максималды жиынтықты жылжытуды анықтау үшін есептік сейсмикалық әсерлер кезінде сейсмикалық әсерлерден өтемдік ығысуға $d_{G,i}$ орын ауыстыруын ұлғайта отырып, (93а) талабының орындалуын тексеру керек, бұл келесі жағдайларда туындауы мүмкін:

- а) тұрақты әсерлермен;
- б) суперқұрылымды бетон элементтерінің ұзақ мерзімді деформациясы (арматураның кернеуленуі, шөгу, отыруы және жылжығыштығы салдарынан);
- в) 50 % термальды әсері.

$$d_{m,i} \geq d_{G,i} + d_{bi,a} . \quad (10.2)$$

ЕСКЕРТПЕ Оқшауландырғыштарды $d_{m,i}$ рұқсат етілген жылжыту үшін қосымша шарт ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.7.1 (4)-тармағында берілген.

10.3.4 [7.6.2(3)P] Сейсмооқшаулағыш жүйенің барлық компоненттері максималды орын ауыстыруларға $d_{m,i}$ жеткенге дейін олардың қасиеттерін өзгертусіз жұмыс істеуі тиіс.

10.3.5 [7.6.2(4)P] Сейсмооқшаулағыш жүйенің бекіткішін қоса алғанда, оның әрбір көтергіш элементінің есептік кедергісі жалпы максималды орын ауыстырулар кезінде элементке әсер ететін күштен асуы тиіс. Сонымен қатар, ол сәйкесінше бағытта конструкцияға жел жүктемесінен туындаған есептік күштен асуы тиіс.

ЕСКЕРТПЕ $d_{bi,a}$ жоғары ығысуға сәйкес келетін гидравликалық тұтқыр демпферлердің максималды реакциясы (7.5.2.3.4-тармақшасын қараңыз) ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 есептеу нәтижесінде алынған реакцияны (7.5.2.3.4-тармақшасын қараңыз) ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 анықталған a_b коэффициенті бар $\gamma_{is}^{a_b/2}$ көбейткішке көбейту арқылы анықталуы мүмкін.

10.3.6 [7.6.2(5)] Қарапайым әлсіз-демпфирлеуші эластомерлі тірек бөліктерінен тұратын оқшауландырғыштар ҚР СТ EN 1337-3-2011 сәйкес 10.3.1 – 10.3.4-тармақтарына сәйкесінше есептелуі тиіс. Жылжу кезіндегі максималды деформациялар қосынды ретінде есептелуі тиіс, олар келесілерден тұрады:

- а) сығу кезінде туындайтын жанама деформациялар,
- б) жалпы көлденең орын ауыстыруларға сәйкес келетін жанама деформациялар,

в) осы қосындыны күшейту коэффициентіне көбейтпей тірек бөлігінің есептік бұру бұрышы кезінде туындайтын жанама деформациялар. Бұл жиынтық деформациялар ҚР СТ EN 1337-3-2011 (2) 5.3.3 формуласына сәйкес анықталатын шекті мәннен $\varepsilon_{u,d}$

аспауы тиіс:
$$\varepsilon_{u,d} = \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_m}$$

мұндағы $\varepsilon_{u,k}$ максималды рұқсат етілген мән, шекті күй үшін 7 тең.

ЕСКЕРТПЕ Демпфирленуі аз қарапайым тірек бөліктерін есептеу барысында $\varepsilon_{u,d}$ шамасын анықтау үшін γ_m шамасының мәні (есептік жер сілкіну кезінде). $\gamma_m = 1,0$ қабылдау ұсынылады.

10.3.7 Сығу және сырғанау кезіндегі орнықтылық 5.3.3.6 ҚР СТ EN 1337-3-2011 ережелеріне сәйкес тексерілуі тиіс.

10.3.8 Айналдыруды шектеу шарты. Егер толық тік иілім $\sum v_{z,d}$ келесі теңдеуге сәйкес келетін болса, көп қабатты тірек бөліктері үшін айналдырып орын ауыстыруды шектеу қажет

тік бұрышты тірек бөліктері үшін
$$\sum v_{z,d} - \frac{(a'a_{a,d} + b'a_{b,d})}{K_{r,d}} \geq 0$$

цилиндрлі тірек бөліктері үшін
$$\sum v_{z,d} - \frac{(D'a_d)}{K_{r,d}} \geq 0$$

мұндағы

$\alpha_{a,d}$ - тірек бөлігінің a бүйір жағының айналасындағы бұру бұрышы;

$\alpha_{b,d}$ - тірек бөлігінің b ұзын жағының айналасындағы бұру бұрышы (егер ол бар болса);

D' - тірек бөлігінің тиімді диаметрі;

a' - тірек бөлігінің тиімді ені (металл пластиналардың ені);

b' - тірек бөлігінің тиімді ұзындығы (металл пластиналардың ұзындығы);

$K_{r,d}$ - айналдыруды шектеу коэффициентін $K_{r,d} = 3$ қабылдау ұсынылады;

$\sum v_{z,d}$ - «а» α_a жағына және «б» α_b жағына қатысты айналдыру кезінде толықтай тігінен орын ауыстыру (иілім).

10.3.9 Бойлық орнықтылық. Көп қабатты тіректер үшін, қысым, $\frac{F_{z,d}}{A_r}$ келесі талапты қанағаттандыруы тиіс:

тікбұрышты тіректер үшін
$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{(2a'GS_l)}{3T_e};$$

цилиндрлі тірек бөліктері үшін a' параметрі диаметрге тең болып қабылданады.

10.3.9 Сырғанау болмаған жағдайда анкерлері жоқ тіректер үшін келесі талаптар қанағаттандырылуы тиіс:

$$F_{xy,d} \leq \mu_e F_{z,d \min},$$

және тұрақты жүктемелер кезінде:

$$\sigma_{cd \min} = \frac{F_{z,d \min}}{A_r} \geq 3(H / \text{мм}^2)$$

мұндағы

$F_{xy,d}$ - барлық көлденең күштердің салдарлы векторы;

$F_{z,d \min}$ - минималды тік есептік жүктеме, $F_{xy,d}$ ортақ білікті;

μ_e - келесі формуламен берілген үйкеліс коэффициенті:

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5K_f}{\sigma_m}$$

мұндағы

$K_f = 0,6$ бетон үшін;

$K_f = 0,2$ төселетін желімделген қабатты қоса алғанда басқа түрдегі барлық беттер үшін;

σ_m – МПа өрнектелген, $F_{z,d \min}$ жүктеме әрекетімен келісілген сығылатын кернеудің орташа мәні

ЕСКЕРТПЕ Сырғанауды ескеретін үйкеліс коэффициенттердің есептік мәндері ұзақ мерзімді әсерлерді ескеру үшін өте төмен болып табылады. Жоғары динамикалық талаптар қойылатын конструкциялар, мысалы, темір жол көпірлері немесе тегіс іргеқабат беттері бар конструкциялар үшін жоғарыда аталған мәндерге қарағанда үлкен мәндер μ_e берілуі мүмкін. Тірек бөлігі сырғанау кезінде орнықтылық талаптарын қанағаттандырмаған жағдайларда көлденең күштерді қабылдауды қамтамасыз ететін құралдарды қолдану керек.

10.3.11 [7.6.2(6)] Қарапайым әлсіз-демпфирлеуші эластомерлі тірек бөліктері үшін 10.3.6-тармағындағы есептеулерге қосымша келесі шартты тексеруді орындау керек:

$$\varepsilon_{q,d} \leq 2,0 \quad (10.3)$$

мұндағы $\varepsilon_{q,d}$ - ҚР СТ EN 1337-3-2011, 5.3.3.3-тармағында берілген (10) формуласына сәйкес есептелген жылжу деформациясы. Бұл жағдайда v_x , және $v_{y,d}$ жоғарыда 10.3.3-тармағында көрсетілгендей x және y көлденең бағыттарда жалпы салыстырмалы максималды ығысуларға тең болып қабылдануы тиіс.

10.3.12 [7.6.2(7)] Тік күшті қабылдайтын оқшауландырғыштарды сейсмикалық әсерлер кезінде есептік сейсмикалық жағдайларда көтеруге жол берілмейді, оның сипаттамасы ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.4-бөлімінде берілген.

10.3.13 [7.6.2(8)] Есептік сейсмикалық ығысулар үшін ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.5.2.3.5(5)-тармақшасында көрсетілген сырғанайтын элементтерді есептеу ҚР СТ EN 1337-2-2011 нормативтік құжатқа сәйкес осы Құралдың 10.3.1-тармағына сәйкес жүргізіледі.

10.4 Сабқұрылым және суперқұрылым

10.4.1 [7.6.3(1)P] Тек есептік сейсмикалық әсермен туындайтын төменгі және жоғарғы құрылыста сейсмикалық әсерлер E_{EA} кезінде пайда болатын ішкі күштер ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.5-тармағына сәйкес анықталуы тиіс.

10.4.2 [7.6.3(2)] Тек есептік сейсмикалық әсермен туындаған E_E есептік сейсмикалық күштерді 10.4.1-тармағындағы күшті E_{EA} шектеулі икемді/елеулі серпімді режимге сәйкес келетін q коэффициентке бөліп алуға болады, яғни, $E_E = E_{EA} / q$ - $q \leq 1,5$ кезінде.

10.4.3 [7.6.3(3)] Конструкцияның барлық элементтері ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012 5.6.2 және 6.5-тармақтағы ережелерге сәйкес серпімді кезеңде жұмыс істейтіндігін тексеру керек.

10.4.4 [7.6.3(4)P] Іргетасқа есептік әсер етуі ҚР ҚН ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012 5.8.2(2)P шарттарына сәйкес келуі тиіс.

10.4.5 [7.6.3(5)] 5.7.6-тармағында сипатталған сырғанайтын тірек элементтерімен тірек элементтеріне (аралық тіректер немесе тіреулер) әсер ететін есептік көлденең күштерді анықтаған жағдайда ҚР СТ ЕН 1337-2-2011 талаптарына сәйкес үйкеліс күшінің максималды мәндері қолданылуы тиіс.

10.4.6 [7.6.3(6)] Егер 10.4.5-тармағының шарты кезінде тірек элементі сонымен қатар тұтқыр гидравликалық демпферлерден жүктемені қабылдайтын болса, онда:

а) демпфердің әрекет ету бағытына сейсмикалық әсері кезінде тірек элементіне әсер ететін есептік көлденең күшті демпферде туындайтын максималды күшке ұлғайту керек (10.4 формуланы қараңыз);

б) деформация салдарынан (температуралық өзгертулерге байланысты) туындайтын сейсмикалық емес әсерлер кезінде есептік көлденең күшті (а) қолданылатын сейсмикалық әсерлер кезінде демпфердің максималды реакциясының 10 % құрайтын демпфердің әсер ету күшіне ұлғайту керек.

10.4.7 [7.6.3(7)] Осы бір тірек элементтеріне орнатылған эластомерлі тірек бөліктерінен және гидравликалық тұтқыр демпферлерден тұратын сейсмооқшаулағыш жүйелерді бірмодты немесе мультимодты есептеу әдісін қолданған кезде серпімді және тұтқыр элементтердің максимумдары арасындағы фазалардың айырмасы жүйелі жақындау әдісінің көмегімен ескерілуі тиіс. Бұл жағдайда келесі өзіне тән күйлеріне сәйкес өте қолайсыз күштер таңдалуы тиіс:

а) (8.10) формуласына сәйкес белгіленген максималды орын ауыстыруға қол жеткізілетін күйлер. Бұл жағдайда демпфирлеуші күштер нөлге тең болады.

б) Жылдамдық максималды мәндерге, ал орын ауыстыру нөлге тең болған кездегі күйлері. Олай болса максималды демпфирлеуші күштер келесі формуламен анықталатын максималды жылдамдықты қолдану арқылы анықталады:

$$v_{msx} = 2\pi d_{bd} / T_{eff}, \quad (10.4)$$

мұндағы d_{bd} — сейсмооқшауланған жүйенің есептік орын ауыстыруға d_{cd} сәйкес келетін демпферді максималды жылжыту.

в) Жоғары құрылыстың максималды инерциялық күшін келесі түрде есептеуге болады:

$$F_{max} = (f_1 + 2\xi_b f_2) S_e M_d, \quad (10.5)$$

мұндағы S_e демпферлердің қаттылығының қандай да бір ықпалын ескермей (8.4) формуласы бойынша анықталатын K_{eff} параметрімен 4.2 және 4.3-кестелерін қолдану арқылы ҚР НТҚ 08-01.1-2012 4.2.2.2-ережелеріне сәйкес анықталады

$$f_1 = \cos[\arctan(2\xi_b)], \quad (10.6)$$

$$f_2 = \sin[\arctan(2\xi_b)], \quad (10.7)$$

мұндағы ξ_b — (8.5) формуласында көрсетілген тиімді демпфирлеу ξ_{eff} шамасына демпферлерді салу.

Бұл жағдайда орын ауыстыру $f_1 d_{\text{cd}}$ құрайды, ал демпферлердің жылдамдығы: $v = f_2 v_{\text{max}}$ құрайды.

10.4.8 [7.6.3(8)] Гидравликалық тұтқыр демпферлерден және эластомерлі тірек бөліктерінен тұратын, (10.4.7-тармақтағы жағдай), үйкеліс элементтері жоқ сейсмооқшаулағыш жүйелердегі көпір тіректеріне, көтергіш тірек бөліктеріне және деформацияның сейсмикалық емес әсерлерге арналған (температура өзгертулері және т.б.) демпферлерге әсер ететін есептік көлденең күш нөлге тең демпфер реакциясы кезінде анықталуы тиіс.

11 СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ТІРЕК БӨЛІКТЕРІНІҢ ЕСЕПТІК СИПАТТАМАЛАРЫНЫҢ ӨЗГЕРГІШТІГІН ЕСЕПКЕ АЛУ

11.1 Есептік сипаттамаларының өзгеруін тудыратын факторлар

11.1.1 [J1(1)] ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 7.5.2.4-тармағына сәйкес оқшаулағыш жүйені есептеу үшін есептік сипаттамалардың (UBDP және LBDP) жоғарғы және төменгі шекараларын бағалау керек, олар келесі факторлардың осы сипаттамалардың әрқайсысына ықпал етуін бағалау арқылы анықталады:

- f_1 : ескіруі (коррозияны қосқанда);
- f_2 : температура (сейсмооқшаулағыш құрылғының $T_{\text{min},b}$ минималды есептік температурасы);
- f_3 : ластану;
- f_4 : жиынтықты орын ауыстыру (тозу).

Жоғарыда көрсетілген факторлар әрекет еткен кездегі циклді реакцияның есептік сипаттамалары (6.4 және 5.11-суреттерді қараңыз) келесілер болып табылады:

- серпімділік шегінен тыс қаттылық K_p .
- нөлдік орын ауыстыру кезіндегі күш F_0 .

11.1.2 [J1(2)] Есептік сейсмикалық әсерлер $T_{\text{min},b}$ кезіндегі сейсмооқшаулағыш құрылғының минималды температурасы көпірдің орналасқан орнының климаттық жағдайларына сәйкес келуі тиіс.

ЕСКЕРТПЕ Есептік сейсмикалық жағдайда қолдануға арналған сейсмооқшаулағыш құрылғының

минималды температурасының мәнін Ұлттық қосымшадан табуға болады. төменде ұсынылған мәндер берілген:

$$T_{\min b} = \psi_2 T_{\min} + \Delta T_1 \quad (11.1)$$

мұндағы T_{\min} — көпір орналасқан жердегі көлеңкедегі ауаның ҚР ҚН EN 1991-1-5:2003/2011 сәйкес 0.02 (теріс) жылдық ұлғаю ықтималды минималды температурасы.

$\psi_2 = 0,50$ — ҚР ҚН EN EN 1990:2002+A1:2005/2011 — А. 2 қосымшасына сәйкес есептік сейсмикалық жағдайлар кезінде жылу әсерін есепке алу коэффициенті.

ΔT_1 - ҚР ҚН EN EN 1991-1-5: 2003/2011 6.1-суретке сәйкес көпір төсемінің материалына байланысты әртүрлі мәндерді қабылдайды. Көпір төсеміне ΔT_1 мәні 11.1-кестесінде келтірілген.

11.1 [J.1N]-кесте - Сейсмооқшаулағыш құрылғының минималды температурасын анықтауға арналған ΔT_1 мәні

Төсем	Бетон	Құраушы	Болат
ΔT_1 (°C)	7,5	5,0	-2,5

11.2 Есептік сипаттамаларының өзгерулерін бағалау

11.2.1 [J2(1)] 11.1-бөлімінде аталған әрбір фактордың f_i ($i=1...4$) әрбір есептік сипаттамаға ықпал етуін: f_i факторының ықпалымен алынған (а) – есептік сипаттамалардың максималды және минималды шамаларын ($\max DP_{fi}$ және $\min DP_{fi}$) прототипін зерттеулер кезінде алынған осы фактордың ықпалымен (б) - максималды және минималды шамаларымен ($\max DP_{nom}$ және $\min DP_{nom}$) салыстыру арқылы бағалау керек. Бұл жағдайда әрбір фактордың зерттелетін есептік қасиетіне ықпалын анықтайтын келесі қатынастарды алу керек.

$$\lambda_{\max, fi} = \frac{\max DP_{fi}}{\max DP_{nom}}, \quad (11.2)$$

$$\lambda_{\min, fi} = \frac{\min DP_{fi}}{\min DP_{nom}}, \quad (11.3)$$

ЕСКЕРТПЕ 1 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 К ақпараттық қосымшада ҚР СТ EN 15129-2012 осы сынауларға қойылатын осыған ұқсас талаптар болмаған жағдайлар үшін тәжірибелі үлгілерді сынау процедураларына сипаттама беріледі.

ЕСКЕРТПЕ 2 λ параметрлерінің ұсынылатын мәндері және өте жиі қолданылатын сейсмооқшаулағыш құрылғыларды: эластомерлі тірек бөліктерін, қорғасын-резеңке тірек бөліктерін, сырғанайтын сейсмооқшаулағыш құрылғыларды және гидравликалық тұтқыр демпферлерді пайдалану жөніндегі нұсқаулар ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 JJ ақпараттық қосымшасында беріледі.

11.2.2 [J2(2)] Есептік сипаттамалардың жоғары шекті мәні (UBDP) келесі түрде анықталады:

$$UBDP = \max DP_{nom} \cdot \lambda_{U, f1} \cdot \lambda_{U, f2} \dots \lambda_{U, f5} \quad (11.4)$$

Модификациялау коэффициенттерімен

$$\lambda_{U, f1} = 1 + (\lambda_{fi} - 1) \psi_{fi}, \quad (11.5)$$

мұндағы ψ_{fi} үйлесімділік коэффициенттері барлық факторлардың максималды теріс әсерлерін бір уақытта айқындау ықтималдығын азайтуды ескереді және 11.2-кестеге сәйкес қабылданады:

11.2 [J2] -кесте — ψ_{fi} коэффициенттерінің үйлесімділігі

Жауапкершілік класы	ψ_{fi}
III	0,90
II	0,70
I	0,60

11.2.3 [J2(3)] Жалпы жағдайда есептік сипаттамалардың шынайы төменгі шегін - LBDP және сәйкес келетін коэффициенттерін $\lambda_{L,fi}$ анықтау үшін $\lambda_{min,fi}$ үйлесімде (11.4) және (11.5) формулалары қолданылуы тиіс. Бұл жағдайда типтік эластомерлі және фрикциялық тірек бөліктері үшін келесіге жол беруге болады:

$$\lambda_{min,fi} = 1 \quad (11.6)$$

$$LBDP = \min DP_{nom} \quad (11.7)$$

11.2.4 Гидравликалық демпферлер және арнайы сынаулар болмауы үшін келесіні қабылдауға болады:

$$UBDP = \max DP_{nom}$$

$$LBDP = \min DP_{nom}$$

12 СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ҚҰРЫЛҒЫЛАРДЫҢ ЕСЕПТІК СИПАТТАМАЛАРЫН ТӘЖІРИБЕЛІ ТҮРДЕ БАҒАЛАУ БОЙЫНША ҰСЫНЫСТАР

12.1 Жалпы ережелер

12.1.1 Сейсмооқшаулағыш тірек бөліктеріне қойылатын техникалық талаптар сейсмикалық, сол сияқты қарапайым температуралық және жел жүктемелерінің әсерлері кезінде максималды рұқсат етілетін көлденең орын ауыстыруларды шектеуді қосады.

12.1.2 Тірек бөліктері белгілі қаттылыққа, энергияны ыдырату қабілеттігіне, тік жүктемелердің әсер етуіне орнықтылыққа және т.б. ие болуы тиіс.

12.1.3 Төменде тәжірибелі түрде сейсмооқшаулағыш құрылғылардың есептік сипаттамаларын бағалау үшін ұсыныстар берілген. Ұсыныстардың хабарландыратын сипаты бар.

12.2 Қолдану саласы

12.2.1 [К.1(1)] К акпараттық қосымшада ҚР СТ EN 15129-2012 осындай сынауларға қойылатын толық талаптар болмаған жағдайларда орындалатын тәжірибелі немесе типтік үлгілерді сынаулар бойынша нұсқаулар бар.

12.2.2 [К.1(2)] Сейсмооқшауланған көпірлерді жобалау және есептеу барысында қолданылатын деформациялық сипаттамалардың мәндері және сейсмооқшауландырғыштарды демпфирлеу коэффициенттерінің мәндері К қосымшасында сипатталған сынаулар кезінде тексерілуі мүмкін. Бұл сынаулар бұйым сапасын бақылауға арналған.

12.2.3 [К.1(3)] 12.3-бөлімінде сипатталған тәжірибелі үлгілерді сынау жобада қарастырылған сейсмооқшауландырғыш құрылғылардың номиналды есептік сипаттамаларының диапазонын анықтау және бағалауға арналған. Бұл сынаулар жобаның ерекшелігіне байланысты болуы мүмкін. Бұл жағдайда ұқсас түрдегі және өлшемді үлгілерде алынған және есептік параметрлердің осыған ұқсас шамалары бар нәтижелер қабылданады.

12.2.4 [К.1(4)] 12.4-бөлімінде ұсынылған сынаулардың мақсаты жоба үшін ерекше болып табылмайтын сейсмооқшауландырғыш құрылғылардың қасиеттерін растау.

12.3 Тәжірибелі үлгілерді сынау

12.3.1 Жалпы ережелер

12.3.1.1 [К.2.1(1)] Сынаулар ең кемінде екі үлгіде орындалуы тиіс. Сынауларды жүргізгенге дейін үлгілер көлденең немесе тік жүктемелердің әсеріне ұшырамауы тиіс.

12.3.1.2 [К.2.1(2)] Жалпы толық өлшемді үлгілер қолданылуы тиіс. Құзырлы органдар, егер қолдағы бар сынау жабдығы толық өлшемді үлгілерге сынау жүргізуге мүмкіндік бермейтін болса, кішірейтілген масштабты үлгілерге сынау жүргізуге рұқсат беруі мүмкін.

12.3.1.3 [К.2.1(3)] Егер кішірейтілген масштабты үлгілер қолданылса, олар осы материалдың өзінен дайындалуы тиіс, толық өлшемді үлгілерге геометриялық тұрғыдан ұқсас болуы тиіс, осы технологиямен дайындалып және осындай сапаны бақылаудан өтуі тиіс.

12.3.2 Сынаулардың реттілігі

12.3.2.1 [К.2.2(1)] Бір типтегі және өлшемдегі барлық сейсмооқшаулағыш құрылғылар үшін орташа тұрақты жүктемеге тең тік жүктеме кезінде берілген циклдер саны үшін келесі сынаулардың реттілігін сақтау керек.

T_1 - сынау жылдамдығы кемінде 0,1 мм/мин болғанда максималды температуралық орын ауыстыруды есептеумен және есептеусіз толық үш цикл.

T_2 - сынаудың 0,5 Гц орташа жиілігі кезінде максималды сейсмикалық емес есептік реакцияны есептеумен және есептеусіз толық жиырма жүктеу циклі. Циклді сынаулардан кейін үлгідегі жүктеме 1 минут бойы ұстап тұрылуы тиіс.

T_3 - ұлғайтылған сейсмикалық орын ауыстырулар кезіндегі толық бес цикл.

T_4 - Белгіленген орын ауыстырулардан бастап ұлғайтылған есептік орын ауыстырулар кезіндегі толық он бес цикл (7.6.2(2)Р) ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012. Циклдерді үлгілерді салқындату үшін тоқтата отырып, әрқайсысына бес циклден үш топпен тіркеуге болады.

T_5 - T_2 сынауларды қайталау, бірақ циклдер санын үшке дейін кеміте отырып.

T_6 - Егер сейсмооқшаулағыш құрылғы тік жүктемені көтеретін элемент болып табылса, онда келесі тік жүктемелердің әрекеті кезінде толық есептік сейсмикалық орын ауыстырулар кезінде оны толықтай белгісі ауыспалы циклде сынау керек:

$$1,2Q_G + |\Delta F_{Ed}|, \quad (12.1)$$

$$0,8Q_G - |\Delta F_{Ed}|, \quad (12.2)$$

мұндағы

Q_G - тұрақты жүктеме,

ΔF_{Ed} - есептік сейсмикалық әсерлер кезінде максималды реакцияларда сейсмикалық аудару әсерін тудыратын қосымша тік жүктеме.

12.3.2.2 [К.2.2 (2)] T_3 , T_4 және T_6 сынауларын сейсмооқшаулағыш жүйенің тиімді кезеңінің кері шамасына тең жиілік кезінде орындау керек. Осы ережеден ерекшелігі қасиеттері жүктеу жылдамдығына тәуелді емес сейсмооқшаулағыш құрылғылар үшін жол беріледі (жүктеу жылдамдығы тұтқырлық және үйкелу есебінен үлгіні қыздырудың негізгі себебі болып табылады). Егер гистерезис ілмегін анықтайтын әрбір екі шаманың F_0 және K_p айырмасы есептік ығысу және сейсмооқшаулағыш жүйенің 0,2 бастап 2 еселік кері шамаға дейін жиілік мәні кезінде толық үш цикл ішінде сынаулардан кейін кемінде 15% болса, сейсмооқшаулағыш құрылғының «күш-орын ауыстыру» тәуелділігі жүктеу жылдамдығына тәуелсіз болып саналады (6.4-суретті қараңыз).

12.3.3 Сейсмооқшаулағыш құрылғылардың сипаттамаларын анықтау

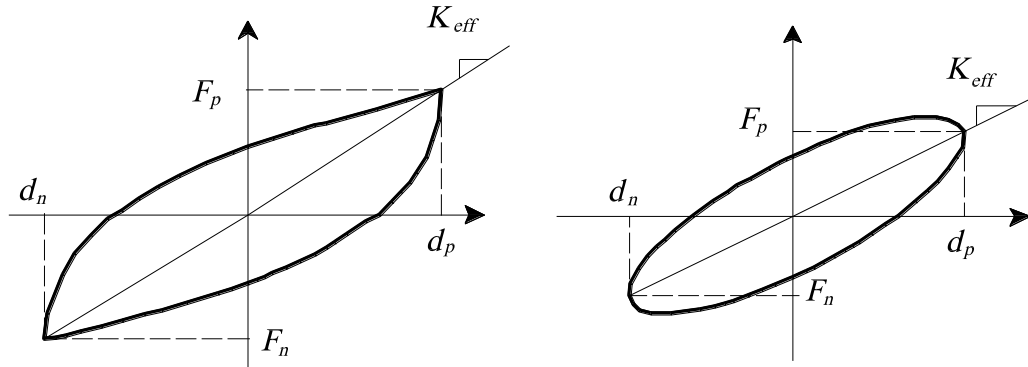
12.3.3.1 «Күш-орын ауыстыру» тәуелділік параметрлері

12.3.3.1.1 [К.2.3.1(1)] Сейсмооқшаулағыш жүйенің тиімді қаттылығы (12.1-сурет) келесі формула бойынша әрбір жүктеу циклі үшін есептелуі мүмкін:

$$K_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n}, \quad (12.3)$$

мұндағы d_p және d_n - сынаулардағы максималды оң және максималды теріс орын ауыстырулар,

F_p және F_n - гистерезисті және фрикционды әрекет режимі бар элементтер үшін максималды оң және максималды теріс күштер, немесе тұтқыр-серпімді элементтер үшін d_p және d_n сәйкес келетін оң және теріс күштер.



12.1-сурет — Тәжірибелі күш-орын ауыстыру тәуелділік графиктері (сол жағында: гистерезисті немесе фрикциялық әрекет; оң жағында: тұтқыр әрекет)

12.3.3.2 Демпфирлеу сипаттамалары

12.3.3.2.1 [К.2.3.2 (1)] Сейсмооқшаулағыш құрылғының i бір циклі ішінде E_{Di} ыдырайтын энергия T_3 типті сынауларды толық есептік орын ауыстырулар кезінде толықтай бес қайтымды цикл кезінде гистерезис ілмегіне сәйкес келетін аудан сияқты әрбір жүктеу циклі ішінде анықталады (12.3.2-тармақшаны қараңыз.).

12.3.3.3 Жүйенің адекваттығы

12.3.3.3.1 [К.2.3.3 (1)] Егер келесі талаптар орындалатын болса, тәжірибелі үлгілердің әрекетін адекватты ретінде қарастыру керек:

R_1 - 12.3.2-тармағында көрсетілген барлық сынаулардағы «күш-орын ауыстыру» графикасының гидравликалық тұтқыр демпферлерін қоспағанда оң өсімі болуы тиіс.

R_2 - T_1 процедурасына сәйкес сынаулар жүргізген кезде (12.3.2-тармағын қараңыз), максималды өлшенген күш есептік шамадан 5% артық аспауы тиіс.

R_3 - T_2 және T_5 процедураларына сәйкес сынаулар жүргізген кезде (12.3.2-тармағын қараңыз), максималды өлшенген орын ауыстыру өлшенген шамадан 90% кем болмауы тиіс.

R_4 - T_3 процедурасына сәйкес сынаулар жүргізген кезде (12.3.2-тармағын қараңыз), сейсмооқшаулағыш құрылғының i тиімді қаттылықтың K_{effi} максималды және минималды шамасы (және сәйкес келетін «күш-орын ауыстыру» графиктері), сонымен қатар бір цикл ішінде E_{Di} ыдырайтын энергия сынаулардың жүйелі циклдерінің әрбір төрт жұбының орташа шамасына сәйкесінше максимум және минимум ретінде анықталады. Бұл номиналды сипаттамалары жобада қабылданған номиналды шамалар диапазонында тұрады.

R_5 - T_4 процедурасына сәйкес сынаулар жүргізген кезде (12.3.2-тармағын қараңыз), 15 циклдің әрқайсысында өлшенген минималды және максималды тиімді қаттылық қатынасы 0,7 қарағанда кем болуы тиіс.

R_6 - T_4 процедурасына сәйкес сынаулар жүргізген кезде (12.3.2-тармағын қараңыз), 15 циклдің әрқайсысы $\min E_D / \max E_D$ қатынасы үшін кемінде 0,7 болуы тиіс.

R_7 - тік жүктемені көтеретін барлық элементтер T_6 процедурасына сәйкес сынаулар жүргізген кезде (қаттылық ұлғайған кезде) орнықтылықты сақтауы тиіс (12.3.2-тармағын қараңыз).

R_8 - сынаулар аяқталғаннан кейін барлық тәжірибелі үлгілер жарамсызға шығару үшін себеп болуы мүмкін елеулі зақымдануларды анықтау үшін тексеруге тиісті, мысалы:

- резеңке және болат арасындағы ұстасудың болмауы,
- қабаттардың қосылысының бұзылуы,
- резеңке бетіндегі сызаттар резеңке жабынының қалыңдығынан 70% жалпағырақ немесе тереңірек,
- материалдың ұстасу ауданынан 5% жоғары шамаға қабатталуы,
- PTFE металмен ұстасу ауданынан 5% артық ұстасуының болмауы,
- тот баспайтын болаттан жасалған пластиналардағы сызаттардың болуы, олардың тереңдігі және ені 20 мм ұзындықта 0,5 мм асады,
- тұрақты деформация,
- су өту.

12.4 Тозуға сынау және температуралық әсерлері

12.4.1 Тозуын және қажуын сынау

12.4.1.1 [К.3.1(1)] Бұл сынаулар ең кемінде 30 жылда қызмет ету мерзімі ішінде температура және көлік жүктемелері әрекетінен жиналған жалпы орын ауыстыру окшауландырғыштарының қасиеттеріне ықпалын анықтауы тиіс.

12.4.1.2 [К.3.1(2)] Егер басқа шама есептеумен расталмаса, қалыпты ұзындықтағы көпірлер үшін (200 м дейін) минималды жалпы орын ауыстыруды 2000 м тең деп қабылдауға болады.

12.4.2 Төменгі температура кезіндегі сынау

12.4.2.1 [К.3.2(1)] Егер сейсмооқшаулағыш құрылғылар температурасы төмен аудандарда қолдануға арналған болса, мұндағы сейсмикалық жобалау кезінде сейсмооқшаулағыш құрылғының температурасы $T_{\min, b} < 0^{\circ}\text{C}$ болса (11.1.2-бөлімді қараңыз), онда сынау осы температурада орындалуы тиіс және 12.3.2-бөлімдегі T_3 сынауларда көрсетілген барлық қалған шарттарды орындай отырып, есептік орын ауыстыру кезінде толық бес циклден тұруы керек. Үлгі қату нүктесінен төмен, ең кемінде

сынауға дейін екі күн бойы тұруы тиіс. Сынау нәтижелерін 12.3.3.3-тармақшасындағы R_4 сәйкес бағалау керек.

12.4.2.1 [К.3.2(2)] 12.4.1-бөліміне сәйкес тозуды сынау барысында 10% астам берілетін орын ауыстыруларды $T_{\min,b}$ температурада орындау керек.

13 СЕЙСМИКАЛЫҚ ӘСЕР ЕТУЛЕР КЕЗІНДЕ СЕЙСМООҚШАУЛАНҒАН КӨПІРЛЕРДІҢ ІРГЕЛЕС АРАЛЫҚ ҚҰРЫЛЫСТАРЫНЫҢ МАКСИМАЛДЫ ҚОЗҒАЛУЫН БАҒАЛАУ

13.1 Кіріспе ескертулер

13.1.1 Сейсмооқшауланған көпірлердің аралық құрылыстары жер сілкіністері кезінде көп орын ауыстыруы мүмкін. Іргелес құрылыс аралықтарының орын ауыстырулары аралық құрылыстардың соқтығысуына және тіректерден жылжуына алып келуі мүмкін.

13.1.2 Аралық құрылыстардың жылжуының алдын алу үшін тәсілдердің біреуі көпір тіректеріне тіреу аумағының жеткілікті өлшемін анықтаумен және қамтамасыз етумен жасалады.

13.1.3 Осы аймақты анықтау үшін негізгі параметр екі іргелес аралық құрылыс арасындағы максималды салыстырмалы орын ауыстыру болып табылады. Егер тіреу аймағы қатты ауытқу кезінде туындайтын максималды салыстырмалы орын ауыстырулардан көп болса, аралық құрылыс тіректерден түсірілмейді.

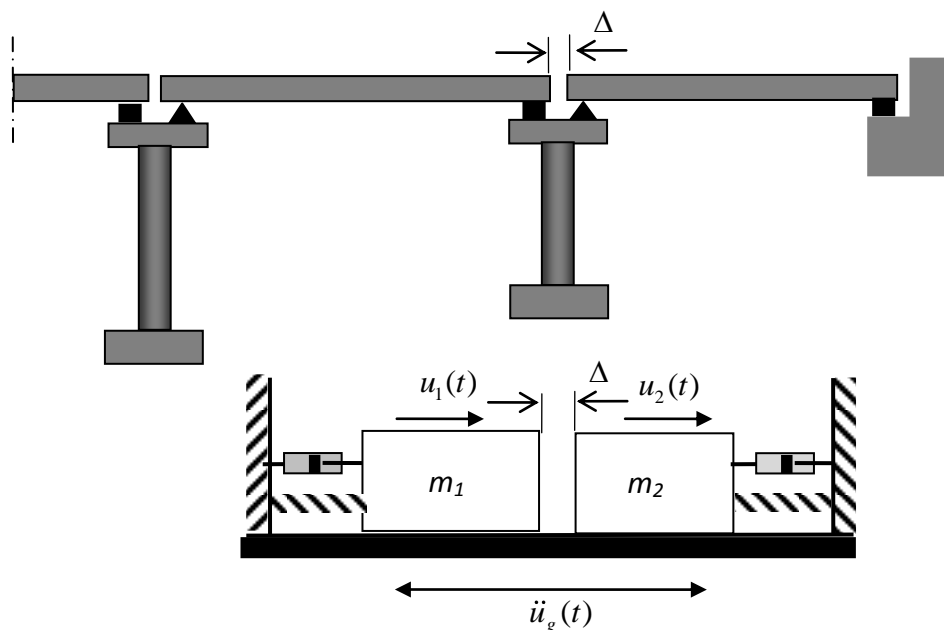
13.1.4 Жер сілкіністері кезінде іргелес аралық құрылыстардың соққылы өзара әрекетін анықтау үшін негізгі параметр іргелес аралық құрылыстардың салыстырмалы жылдамдықтары болып табылады.

13.1.5 Осы параметрлерді: іргелес аралық құрылыстардың максималды салыстырмалы орын ауыстыруларды және максималды салыстырмалы жылдамдықтарын анықтау барысында қатты аралық құрылыстардың модельдері және бір еркін дәрежесі бар жүйелер қолданылады.

13.1.6 Көпірлердің тіректеріне ұқсас сейсмикалық әсерлер кезінде аралық құрылыстар әртүрлі параметрлермен тербелістерді жасап және қарама-қарсы фазаларда қозғалуы мүмкін, себебі олардың жеке жиіліктері ерекшеленуі мүмкін, сонымен ұқсас сейсмикалық әсерлерге берілетін реакциясы да ерекшеленеді.

13.2 Көпірлердің аралық құрылыстарының максималды орын ауыстыруының салыстырмалы спектрлері

13.2.1 Екі іргелес аралық құрылыстың салыстырмалы орын ауыстыруларын бағалау үшін 13.1-суретте көрсетілген модельдер қарастырылады. Көпірдің екі іргелес аралық құрылысы бір еркін дәрежесі бар екі жүйе ретінде қарастырылады. Әрбір жүйенің негізіне топырақ бетінің үдеуі \ddot{u}_g түрінде ұқсас кинематикалық әсер беріледі. Көпірдің бойлық осін бойлай топырақтың тербелісінің кеңістіктік құбылмалығы ескерілмейді.



13.1-сурет - Жер сілкінісі кезінде іргелес аралық құрылыстар арасындағы саңылау шамасын бағалауға арналған есептік схема

13.2.2 1 және 2 жүйелерінің жеке тербелістерінің кезеңі сәйкесінше T_1 және T_2 , аралық құрылыс салмағы m_1 және m_2 , салыстырмалы демпфирлеу коэффициенті ζ_1 және ζ_2 тең деп белгілейміз. Көптеген стандартты темірбетон көпірлерінің демпфирлеу коэффициенттері шамамен 0.05 тең. Қабылдаймыз: $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.05$.

13.2.3 Белгілеулерді енгіземіз:

- аралық құрылыс салмақтарының қатынасы $r_m = \frac{m_2}{m_1}$;

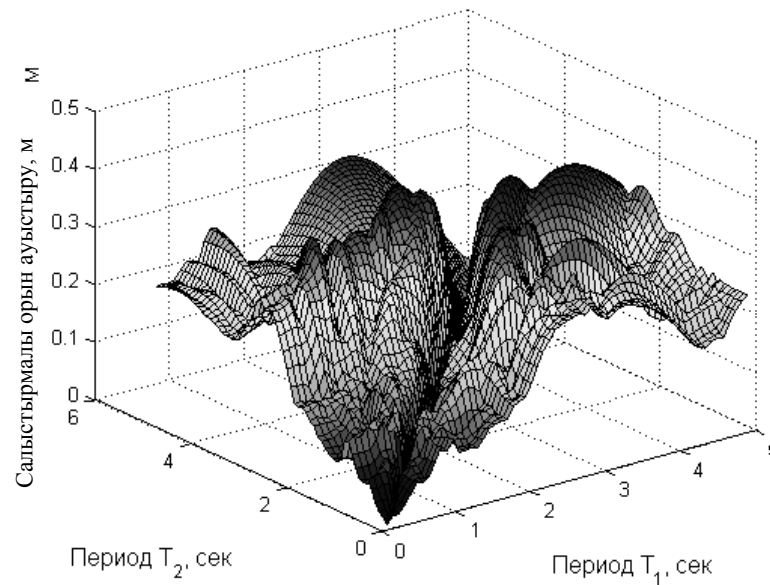
- бастапқы саңылаудың жер сілкінісі кезіндегі саңылауға қатынасы (бұл параметр саңылаулардың қатынас коэффициенті деп аталады):

$$r_G = \frac{\Delta}{\max \{u_2(t) - u_1(t)\}},$$

13.2.4 Егер саңылаулардың қатынас коэффициенті 1.0 артық болса, аралық құрылыстардың соққысы болмайды. Егер саңылаулардың қатынас коэффициенті 1.0 кем немесе оған тең болса, онда іргелес аралық құрылыстардың соққысы орын алады.

13.2.5 Саңылау коэффициенті бірліктен асатын жағдайды қарастырамыз, яғни аралық құрылыстардың соққысыз жағдайы.

13.2.6 Топырақтың тербелістері кезінде аралық құрылыстардың максималды салыстырмалы орын ауыстыруын $\max \{u_2(t) - u_1(t)\}$ формуласымен белгілейміз. T_1 және T_2 параметрлеріне байланысты максималды салыстырмалы орын ауыстырулардың екі өлшемді графигі *максималды салыстырмалы орын ауыстырулар спектрі* $\Delta S_D(T_1, T_2)$ деп аталады (13.2-сурет).



**13.2-сурет $-\zeta_1 = \zeta_2 = 0,05$, $r_G = 1$ кезінде жер сілкінісінің әсерлерінен El Centro
максималды салыстырмалы орын ауыстыру спектрі**

13.2.7 Орын ауыстыру спектрлерін жасау үшін қолдағы бар стандартты кешендерді қолдануға немесе өзінің меншікті стандартты кешендерін қолдануға болады.

13.2.8 Аралық құрылыстардың салыстырмалы ығысуларын сипаттайтын маңызды параметр салыстырмалы орын ауыстыру коэффициенті болып табылады, ол келесі формула бойынша анықталады:

$$r_D = \frac{\Delta S_D(T_1, T_2)}{S_D(T_1)}$$

13.2.9 Екі аралық құрылыстың салыстырмалы орын ауыстырулары $T_1 = T_2$ кезеңдерінің тепе-теңдігі кезінде нөлге тең. Жеке тербелістер кезеңдері арасындағы $\Delta T = T_2 - T_1$ айырманы ұлғайтқан кезде салыстырмалы орын ауыстырулар ұлғаяды. Екі жүйенің салыстырмалы ығысуларының тең коэффициенттері кезінде салыстырмалы орын ауыстыруларды сипаттайтын функциялар $T_1 = T_2$ сызығына қатысты симметриялы (13.2-сурет).

13.2.10 Салыстырмалы орын ауыстырулар коэффициентінің r_D графигі Д қосымшасында берілген.

13.3 Қорытынды

13.3.1 Іргелес аралық құрылыстардың салыстырмалы максималды орын ауыстыру спектрлері көпірлердің сейсмооқшаулағышын есептеу кезінде қажет, себебі сейсмооқшауланған көпірлердің аралық құрылыстарын жылжыту көп шамаларға жетуі мүмкін және мұны сейсмооқшаулаушы құрылғыларды таңдау кезінде ескеру керек.

13.3.2 Іргелес аралық құрылыстардың соққы әсерін бағалау үшін қолайлы зерттеу аппараты максималды салыстырмалы жылдамдық спектрлері болып табылады.

А ҚОСЫМШАСЫ

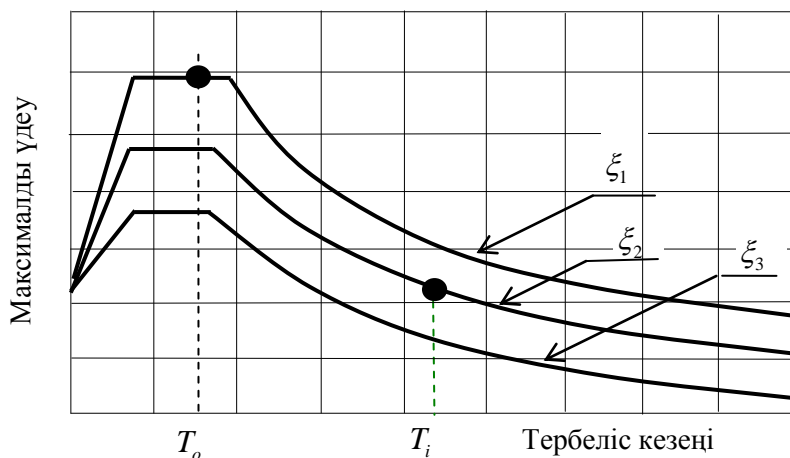
(ақпараттық)

СЕЙСМООҚШАУЛАҒЫШ ҚҰРЫЛҒЫЛАРДЫ ҚОЛДАНҒАН КЕЗДЕ
ҚҰРЫЛЫСТЫҢ СЕЙСМИКАЛЫҚ ӘСЕРЛЕРГЕ РЕАКЦИЯСЫА.1 Көпір тербелісінің кезеңін ұлғайтқан кездегі сейсмооқшаулағыштың
тиімділігі

А.1.1 Сейсмооқшаулағыштың негізгі әсерлерінің бірі көпірдің жеке тербелістер кезеңінің ұлғаюымен жасалады, соның салдарынан жер сілкінісінің құрылысқа әсері азаяды. Энергетикалық көзқарас тұрғысынан сейсмооқшаулағыш сейсмикалық әсерлердің аса елеулі компонент аймақтарынан көпірдің жеке жиіліктерін ығыстырады, осы арқылы ол конструкцияға берілетін энергия мөлшерін азайтады.

А.1.2 Сейсмооқшаулағыш құрылғылар құрылысқа түсуі тиіс сейсмикалық энергияны жартылай «кескіндейді» және оны жартылай ыдыратады. Қарапайым және сейсмооқшауланған конструкцияның сейсмикалық әсерлер реакцияларындағы айырманы максималды үдеудің типтік спектрлерінде көрсеткен қолайлы [9].

А.1.3 А.1-суретте әртүрлі демпфирлеу коэффициенттері бар максималды үдеудің типтік спектрлері көрсетілген: $\xi_3 \geq \xi_2 \geq \xi_1$.



А.1-сурет – Жеке тербеліс кезеңіне тәуелді максималды үдеу спектрлері

А.1.4 Графиктерден көріп отырғанымыздай сейсмооқшаулағыш құрылғыларды қолданған кезде тербеліс кезеңін ұлғайту максималды үдеулердің кемуіне алып келеді.

T_0 - сейсмооқшаулағышы жоқ жүйенің жеке тербелістер кезеңі,

T_i - сейсмооқшаулағышы бар жүйенің жеке тербелістер кезеңі.

А.1.5 Сонымен қатар, максималды үдеулерді кеміту демпфирлеуді ұлғайту есебінен болады. Үлкен демпфирлеу коэффициенті бар $\xi_2 \geq \xi_1$ спектральды қисық сызық аз демпфирлеу коэффициенті бар спектральды қисық сызықтан төмен орналасқан.

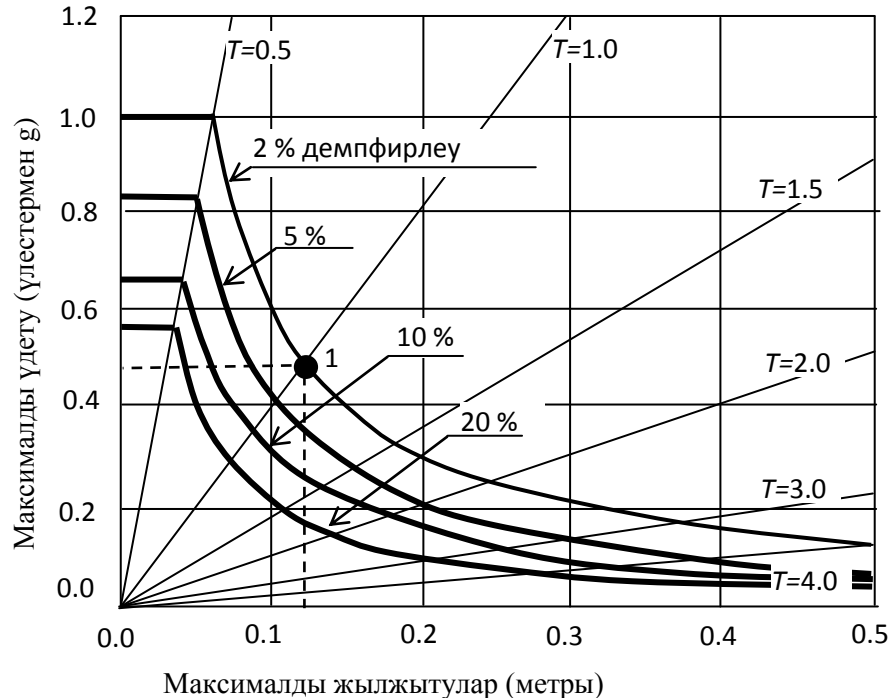
А.1.6 Максималды үдеу спектрлерін талдау тербеліс кезеңін және көпір конструкциясының демпфирлеу шамасын өзгерте отырып сейсмикалық әсерге реакциясын біршама кемітуге болады.

А.1.7 Қарапайым тірек бөліктерін сейсмооқшаулағыш тірек бөліктерімен ауыстыру тербеліс кезеңін көпірлер үшін өзіне тән 1 сек. және одан кем секундқа тең мәндерден бастап 3 секунд және одан көп секундқа дейін ұлғайтуға мүмкіндік береді. Бұл күштік сейсмикалық әсердің 3÷5 есеге кемуіне алып келеді.

А.2 Сейсмооқшаулағыш параметрлерінің құрылыстың сейсмикалық әсер реакциясына ықпалы

А.2.1 Сейсмооқшаулағыш параметрлерінің болат көпірдің жер сілкіну реакциясына ықпалын бағалау үшін құрылыс алаңы үшін максималды үдеу спектрінің максималды орын ауыстыруларға тәуелділігі берілгендігін болжаймыз. Сейсмооқшаулағыш параметрлерін бағалау үшін бастапқы кезеңде конструкцияны бір еркін дәрежесі бар жүйе түрінде көрсетуге болады.

А.2.2 Реакция спектрлерін максималды үдеулердің максималды орын ауыстыруларға тәуелділіктер түрінде көрсетеміз. Әртүрлі демпфирлеу коэффициенттері бар жүйелер үшін максималды үдеу спектрлерінің А.2-суретте көрсетілген түрі бар. Графикте қосылған демпфирлеу ықпалын бағалау үшін әртүрлі демпфирлеу коэффициенттері бар спектрлер көрсетілген.



А.2-сурет – Осы құрылыс алаңы үшін әртүрлі демпфирлеу коэффициенттер кезіндегі максималды үдеу спектрлері

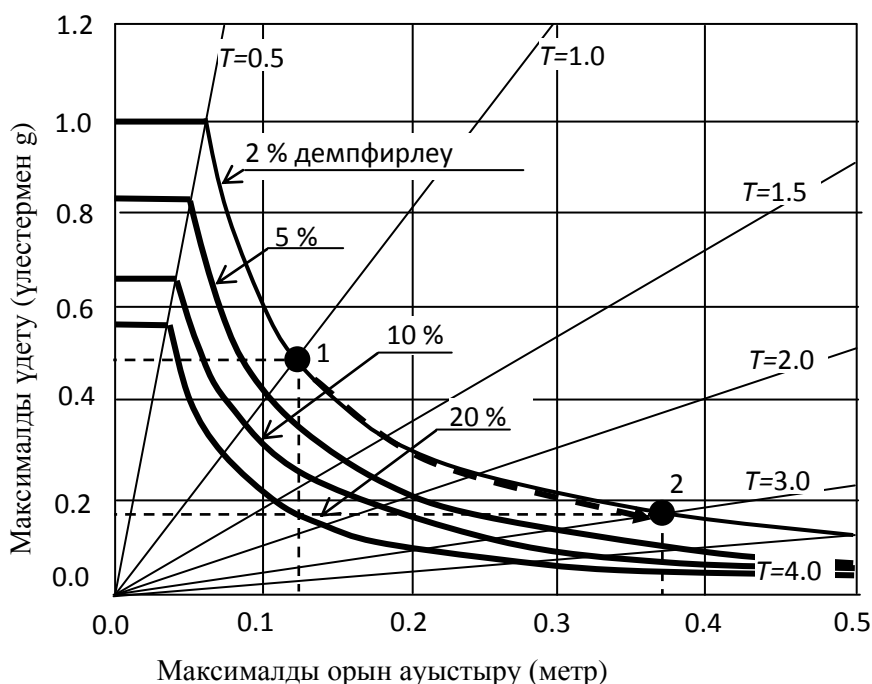
1-МЫСАЛ Орын ауыстыруларға тәуелді үдеу спектрлері (А.2-суретте көрсетілген).

Құрылыс: 1 сек. жеке тербелістер кезеңімен болат көпір.

Салыстырмалы демпфирлеу коэффициенті 2%.

Графикке сәйкес максималды орын ауыстырулар 0.12м құрайды, ал максималды үдеулер 0.48g - графиктегі 1 нүкте.

Аралық құрылысты сейсмооқшауландырғышқа қою кезінде тербеліс кезеңі үш есеге ұлғайғандығын ұйғарамыз, бұл жағдайда конструкцияның демпфирлеуші қасиеттері өзгермейді. Бұл жағдайда максималды үдеу және максималды орын ауыстыру графикте 2 нүктесімен анықталады (А.3-сурет). Максималды орын ауыстырулар 0.37м дейін өседі, ал үдеу - 0.18 м/с^2 дейін кемиді.

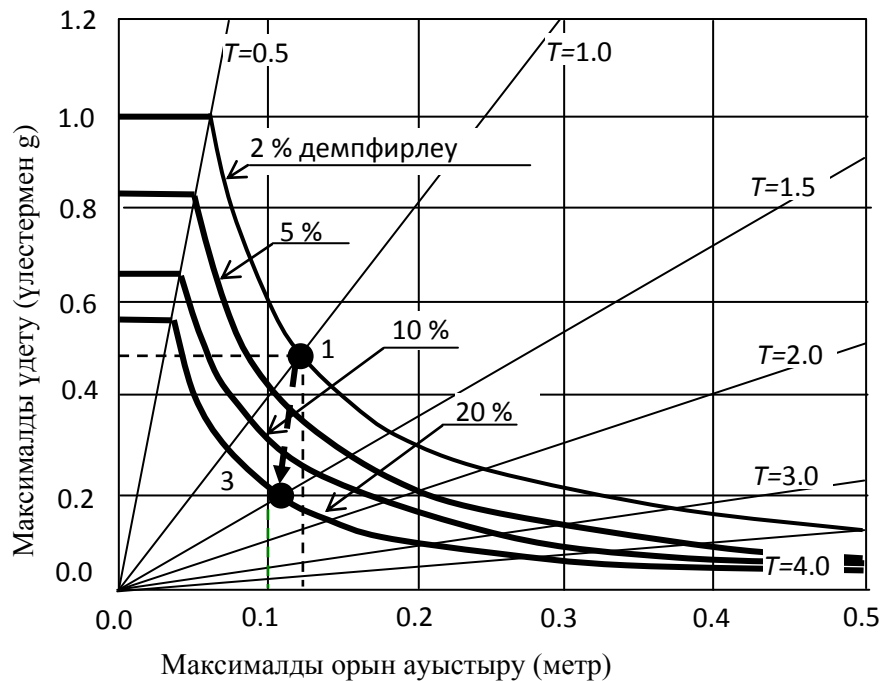


А.3-сурет – Максималды орын ауыстыруларға тәуелді максималды үдеу спектрлері

Демпфирлеудің ұлғаюының құрылыс реакциясына ықпал етуін А.4-суреттегі спектрлер графигін талдай отырып бағалауға болады:

– Демпфирлеу құрылғыларын қосу үдеуді және орын ауыстыруларды азайтады. Қарастырылып отырған мысалда демпфирлеуді 10 есеге ұлғайту үдеуді екі еседен астамға кемітеді және орын ауыстыруды болмашы ғана кемітеді;

– Сейсмооқшаулағыш құрылғыларды таңдау және жобалау кезеңінде максималды орын ауыстырулар және демпфирлеу коэффициентіне тәуелді максималды спектральды үдеу қисық сызықтарын қолдана отырып, сейсмооқшаулағыш құрылғылардың тиімділігін бағалау қолайлы.



А.4-сурет - Максималды орын ауыстыруларға тәуелді максималды үдеу спектрлері

2-МЫСАЛ Сейсмооқшаулағыш құрылғылар тербеліс кезеңін және демпфирлеуді өзгертеді.

Бастапқы мәліметтер ретінде осы құрылыс алаңы үшін салынған максималды орын ауыстыруларға тәуелді спектральды қисық сызықты максималды үдеулерді қолданамыз.

Өртүрлі демпфирлеу 2%, 5%, 10% және 20% коэффициенттері бар осындай қисық сызықтардың жиынтығы А.4-суретте көрсетілген.

Құрылыс: Жеке тербелістердің 1 сек. кезеңімен болат көпір.

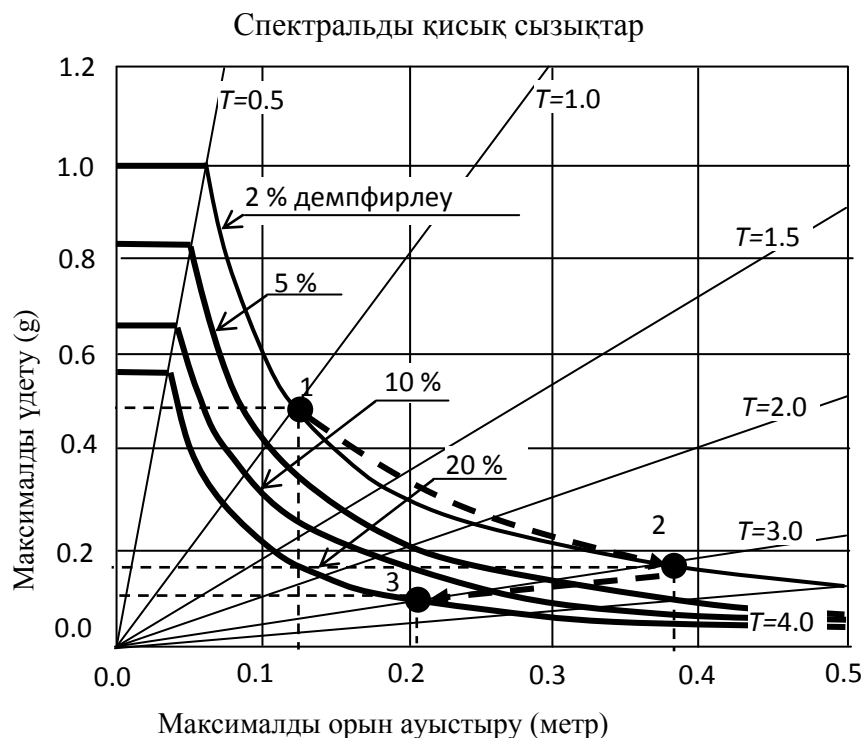
Критикалық демпфирлеуден 2% салыстырмалы коэффициенті.

Жер сілкіну кезінде максималды үдеу және максималды орын ауыстыру графиктегі 1 нүктемен анықталады (А.4-сурет). Сейсмикалық әсерлер кезіндегі a_{\max} максималды үдеу шамамен 0,5g, орын ауыстырулар – 0,12м жетеді. Инерциялық күш ma_{\max} туындыға тең болады.

Осы графиктердегі тұрақты кезеңдерге координаттың басынан шығатын түзу радиалды сызықтар сәйкес келеді. Ықтимал жер сілкіну акселерограммалары бойынша спектральды қисық сызықтарды салу әдістемесі [4] жұмысында көрсетілген.

Егер сейсмооқшаулағыш құрылғыны қолданған кезде тербеліс кезеңін 3 секундқа дейін ұлғайтса, бұл үшін жүйенің қаттылығын азайту керек, онда жер сілкіну кезінде максималды үдеу және максималды орын ауыстыру графиктегі 2 нүктемен анықталады (А.5-сурет).

Бұл жағдайда максималды үдеу кемиді (0,2g жетпейді), бірақ орын ауыстыру біршама өседі. Орын ауыстырулар құрылыс элементтерінің есебінен емес, сейсмооқшаулағыш құрылғылардың деформациясы есебінен болатындығын ескеру керек.



А.5-сурет – Максималды орын ауыстыруларға тәуелді максималды үдеу спектрлері

Егер қосымша демпфирлеуші құрылғыларды қосатын болса, орын ауыстыруларды азайтуға болады. Егер сейсмооқшауландырғыш мәліметтері бар осы жүйеге демпфирлеу коэффициентін 2% бастап 20% дейін ұлғайтатын қосымша демпферді қосатын болса, онда жер сілкіну кезінде максималды үдеу және максималды орын ауыстыру графиктегі 3 нүктемен анықталады (А.5-сурет). Орын ауыстыру және үдеу, сонымен қатар күш те кемиді.

Сейсмооқшаулағыш жүйенің қажетті параметрлерін бағалау және анықтау үшін бірінші кезеңде $a_{\max}(d_{\max}, \xi)$: функциясының графиктерін қолдануға болады:

– Демпфирлеуді өзгертпей-ақ тербеліс кезеңін ұлғайту максималды амплитудаларды ұлғайту және максималды үдеулерді төмендету бағытында спектральды қисық бойынша «қозғалысқа» сәйкес келеді. (Қарастырылып отырған мысалда - 1 нүктесінен 2 нүктесіне қарай);

– Демпфирлеу коэффициенттері аз болғанда демпфирлеуді ұлғайтқан кезде «қозғалыс» тұрақты кезеңнің сызық бағыты бойынша, яғни координат басына қарай радиалды сызық бойынша. (Қарастырылып отырған мысалда - 2 нүктесінен 3 нүктесіне қарай);

- Соңғы 3-нүктенің абсциссасы және ординаты есептік жер сілкіну кезінде сейсмооқшаулағыш жүйенің максималды орын ауыстыруына және максималды үдеуіне сәйкес келеді.

Б ҚОСЫМШАСЫ (ақпараттық)

Б.1 Топырақтың ауытқуын үдету Фурье спектрлері

Б.1.1 Топырақ тербелісін үдету акселерограммаларының Фурье спектрлері акселерограммалармен салыстырғанда барынша ақпараттық болып табылады. Фурье спектрлер теориясының қысқаша мазмұны және нақты жер сілкіну акселерограммаларының амплитудалық спектрлерінің мысалдары осы Қосымшада берілген.

Б.1.2 Фурье амплитудалық спектрлерін қолдану құрылысты алдын ала жобалау кезеңінде жобалаушыларға қандай жиілік диапазондарында көлденең және тік тербелістер кезінде сейсмикалық әсерлердің энергиясы шоғырланғандығын бағалауға мүмкіндік береді.

Б.1.3 Осы Құралдың 4.1-бөлімшесінде қарастырылған топырақ тербелісінің максималды кинематикалық сипаттамаларының параметрлерінен басқа топырақ қозғалысының басқа маңызды сипаттамасы Фурье амплитудалық спектрі болып табылады. Фурье спектрлері бойынша анықталатын ақпаратты акселерограмма түрі бойынша бағалау мүмкін емес.

Б.1.4 Амплитуда спектрі Фурье түрлендіру арқылы анықталады:

$$\tilde{u}_g(\omega) = F[\ddot{u}_g(t)] = \int_0^{t_{\text{көн}}} \ddot{u}_g(t) e^{i\omega t} dt, \quad (\text{Б.1})$$

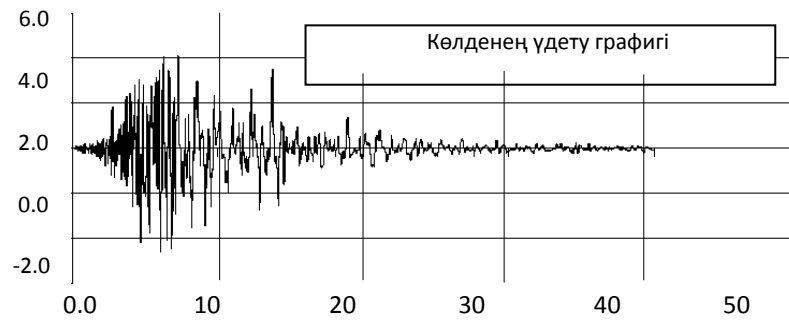
ол гармониканың барлық спектрінің шексіз қосындысы түрінде $\tilde{u}_g(\omega) e^{-i\omega t} d\omega$ топырақ тербелісінің үдетуін $\ddot{u}_g(t)$ көрсетуге мүмкіндік береді:

$$\ddot{u}_g(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{u}_g(\omega) e^{-i\omega t} d\omega, \quad (\text{Б.2})$$

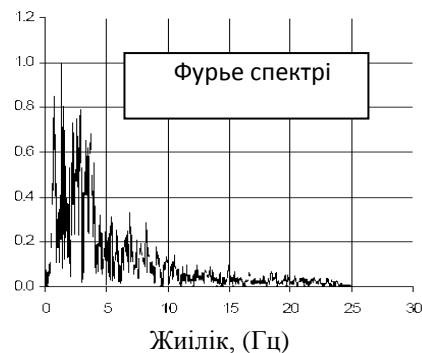
мұндағы $\tilde{u}_g(\omega)$ - кешенді функция, $|\tilde{u}_g(\omega)|$ модулі осы гармоникамен ауыстырылатын тербеліс энергиясын анықтайды, ал жорамал бөлігінің нақты бөлігіне қатынасы гармоника фазасын анықтайды: $\varphi = \arctg \frac{\text{Im}(\tilde{u}_g(\omega))}{\text{Re}(\tilde{u}_g(\omega))}$.

Б.1.5 Сейсмикалық әсерлер кезінде топырақ тербелісі спектрлерінде 25-30 Гц асатын жиіліктері бар гармоникалар жоқ, сондықтан (Б.2) интегралында осы жиіліктермен шектеледі. Техногенді әсерлер кезінде тербелістер спектрі кең болуы және құрамында өте жоғары жиіліктер болуы мүмкін. Мысалы, метро пойыздарының және теміржол пойыздарының қозғалысы кезінде таралатын дірілдерде 100 Гц дейін гармоника бар.

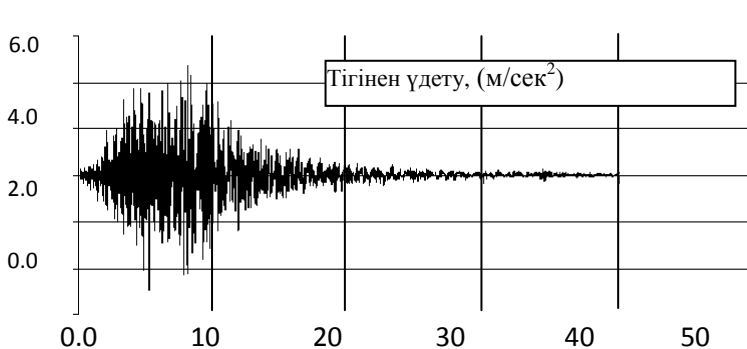
Б.1.6 Мысалдар ретінде Б.1÷Б.4-суреттерде көрсетілген көлденең және тік акселерограммаларды және Loma Prieta жер сілкінуінің Фурье амплитудалық спектрлерін береміз (Б.5, Б.6 -сурет).



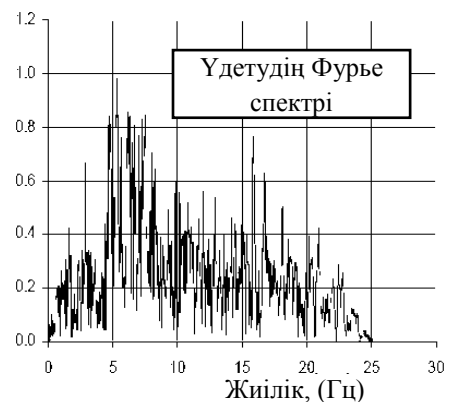
Б.1-сурет – Көлденең тербелістер акселерограммасы



Б.2-сурет – Фурье түрлендіру модулі (1:100 масштабында)



Б.3-сурет – Тік тербелістер акселерограммасы



Б.4-сурет – Фурье түрлендіру модулі (1:100 масштабында)

Б.1.7 Фурье спектрлерін талдаудан тік және көлденең тербеліс спектрлерінің құрамы біршама ерекшеленетіндігін айту керек. Тік тербелістердің спектрінде өте жоғары гармоникалар бар. Мұндай заңдылық көптеген жағдайларда байқалады.

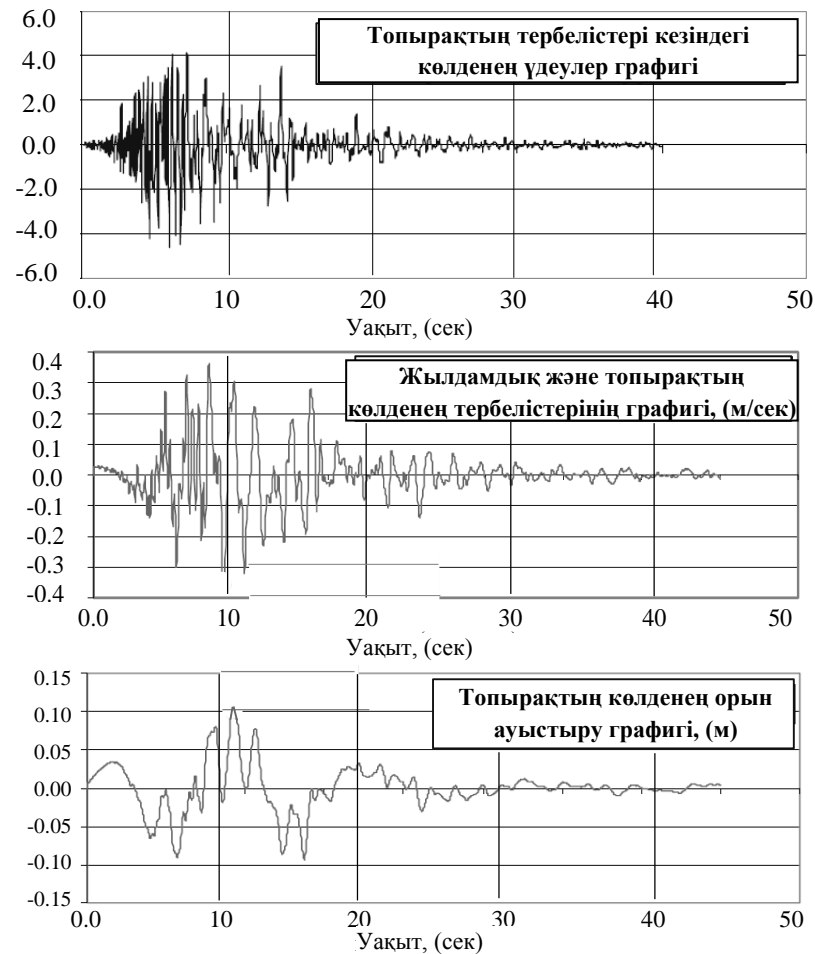
Б.2 Жылдамдықтар және орын ауыстырулардың Фурье спектрлері

Б.2.1 Интегралды Фурье түрлендіруі жақсы қасиеттерге ие: уақытша аумақта функцияларды дифференциалдау жиілікті аумақта көбейткішке көбейтуге ($-i\omega$) сәйкес келеді. Басқа сөзбен айтқанда, егер функция $\tilde{y}(\omega)$ Фурье функциясының $u(t)$ кескіні

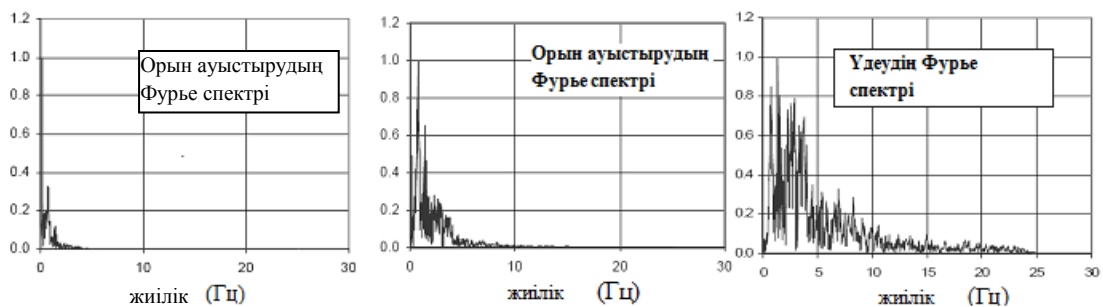
болып табылса, онда оның туындысының кескіні келесі формуламен анықталады: $\ddot{u}(\omega) = (-i\omega)\dot{u}(\omega)$. Фурье кескіндерінің арасында үдеуді, жылдамдықты және орын ауыстыруды, осы қасиетті ескере отырып, келесі қатынасты жазуға болады:

$$\ddot{u}_g(\omega) = (-i\omega)\dot{u}(\omega) = (-i\omega)^2 \tilde{u}(\omega) \quad (\text{Б.3})$$

Б.2.2 Төменде Loma Prieta жер сілкінісі кезінде топырақтың көлденең тербелістерінің үдеу, жылдамдық және орын ауыстыру графиктері және оларға сәйкес келетін Фурье спектрлері көрсетілген.



Б.5-сурет – Үдеу, жылдамдық функциялары



Б.6-сурет – Loma Prieta жер сілкінісі кезіндегі орын ауыстыру Фурье спектрі

Б.2.3 Фурье амплитудалық спектрлер арасындағы (Б.3) формуласын қолдана отырып келесі қатынасты жазуға болады:

$$\left| \frac{\tilde{y}''(\omega)}{\omega^2} \right| = \left| \frac{\tilde{y}'(\omega)}{\omega} \right| = |\tilde{y}(\omega)| \quad (\text{Б.4})$$

Б.2.4 (Б.3) формуласынан жылдамдық және әсіресе орын ауыстыру спектрлерінің функцияларының Фурье амплитудалық спектрлері жиіліктердің ұлғаю шамасына қарай үдеу спектрлерінің амплитудасына қарағанда жылдам кемитіндігі шығады.

Б.2.5 Үдеу функциясының Фурье амплитудалық спектрлері сейсмикалық әсер ету энергияларын жиіліктер бойынша таратуды сипаттайтын энергияның спектралды тығыздық функцияларын анықтау үшін қолданылады.

В ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

Негізгі ауытқу түрін қолдану арқылы көпірлерді сейсмооқшаулағышсыз спектральды әдіспен есептеу мысалдары**В.1 Құрылыс алаңының көлденең толқындарын тарату жылдамдықтары бойынша топырақ жағдайларының түрін анықтау**

Беткі 10-метрлік топырақ қалыңдығында $v_{s,10}$ және 30 – метрлік топырақ қалыңдығында $v_{s,30}$ көлденең толқындардың орташа таралу жылдамдығы келесі формуладан анықталады

$$v_{s,10} = \frac{10}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

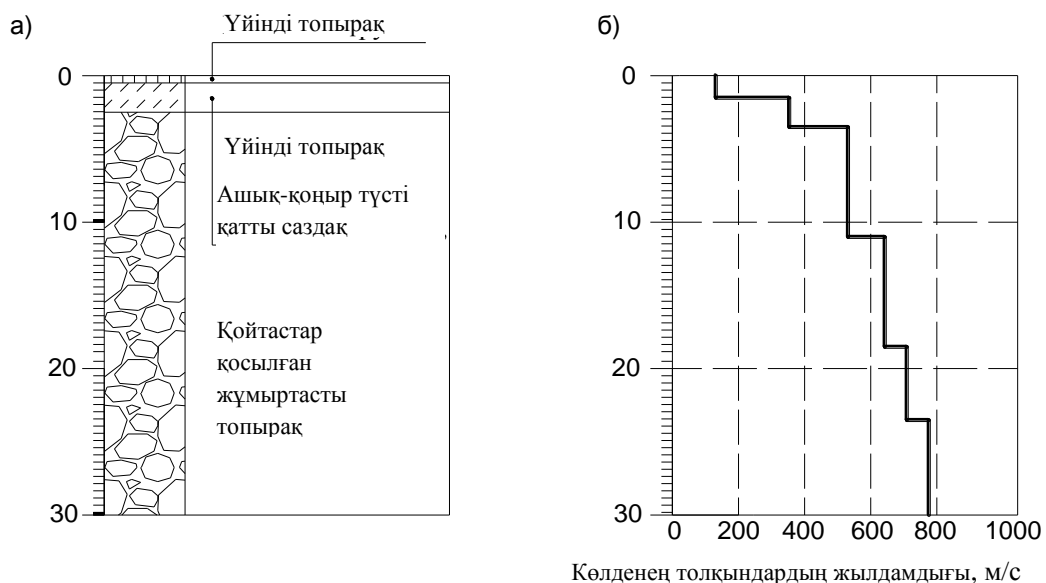
мұндағы h_i және v_i - жоғарғы 10-метрлік (30-метрлік) топырақ қалыңдығындағы N қабаттардың жалпы мөлшері кезінде i -ші формациясы немесе қабаты үшін қалыңдықты, м есептегенде және көлденең толқындардың таралу жылдамдығын, м/с есептегенде (жылжу деформациясының 10^{-5} немесе одан төмен деңгейімен) белгілейді.

Берілгені:

- құрылыс алаңының инженерлік-геологиялық кескіні (Алматы қ., Әл-Фараби даңғылының оңтүстігі, Ремизовка ауданы), В.1 а) -сурет;
- топырақтардың беткі қалың қабатында көлденең толқындардың таралу жылдамдығының сандық мәндері – В.1-кесте және В.1 б)-сурет.

Талап етіледі:

- құрылыс алаңының топырақ жағдайларының түрін сейсмикалық қасиеттері бойынша анықтау.



В.1-сурет – Құрылыс алаңының инженерлік-геологиялық кескіні

В.1-кесте – Беткі қалың қабаттағы көлденең толқындардың таралу жылдамдықтары

Топырақ қабаты	Қабат табанының орналасу тереңдігі, м	Қабат қалыңдығы, м	v_s мәні, м/с
1	0,8	0,8	162
2	2,5	1,7	382
3	9,5	7,0	571
4	16,5	7,0	662
5	23,5	7,0	725
6	30,0	6,5	782

Есептеу: $v_{s,10}$ және $v_{s,30}$ көлденең толқындардың орташа таралу жылдамдығын келесі формулаға сәйкес есептеу керек:

$$v_{s,10} = \frac{10}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} = \frac{10}{\frac{0,8}{162} + \frac{1,7}{382} + \frac{7,0}{571} + \frac{0,5}{662}} = 446,4 \text{ м/с},$$

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} = \frac{30}{\frac{0,8}{162} + \frac{1,7}{382} + \frac{7,0}{571} + \frac{3,6}{662} + \frac{7,0}{725} + \frac{6,5}{782}} = 674,6 \text{ м/с}.$$

Қорытынды: ҚР НТҚ 08-01.1-2012 3.1-кестесінің мәліметтеріне сәйкес ІБ құрылыс алаңының топырақ жағдайының түрі.

В.2 Есептік үдеуді анықтау

Берілгені:

- ОСЗІ-1₄₇₅ картасы бойынша анықталған $a_{gR(475)}$ мәні, 0,2g құрайды;
- ОСЗІ-1₂₄₇₅ картасы бойынша анықталған $a_{gR(2475)}$ мәні 0,3g құрайды;
- жауапкершілік коэффициентінің γ_I мәні 1,0 тең.

Талап етіледі: a_g есептік үдеу мәнін анықтау.

Есептеу: келесі формуладан a_g үлкен мәнін анықтаймыз:

$$\gamma_I \cdot a_{gR(475)} \quad \text{және} \quad \gamma_I \cdot \frac{2}{3} a_{gR(2475)},$$

$$\frac{2}{3} a_{gR(2475)} \cdot \gamma_I = \frac{2}{3} \times 0,3g \times 1,0 = 0,2g \quad a_{gR(475)} \cdot \gamma_I = 0,2g \times 1,0 = 0,2g.$$

Қорытынды: $a_g = 0,2g$ мәні.

В.3 Сейсмикалық әсердің көлденең компоненттері үшін спектр параметрлерін анықтау

Берілгені:

- құрылыс алаңының топырақ жағдайының түрі – ІБ;
- топырақ жағдайының ІА түрі кезінде сейсмикалық әсерлердің көлденең компоненттері үшін негізді үдетудің есептік мәні: $a_g = 0,267g$;
- тұтқыр демпфирлеу коэффициенті $\xi = 5\%$; демпфирлеу бойынша түзету коэффициенті $\eta = 1,0$.

Талап етіледі: сейсмикалық әсерлердің көлденең компоненттері үшін үдетулерде реакция спектрін орнату.

Көлденең реакциялардың спектрлерін салу үшін ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 3.2.2.2(1)Р-тармақшасында берілген формулаларда анықталатын пішінінің орнына қабылданған ҚР НТҚ 08-01.1-2012 4.2.2.1-тармақшасында берілген формулаларын қолданамыз.

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], \\ T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \\ T_C \leq T: \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \end{aligned}$$

мұндағы

$S_e(T)$ – серпімді реакция спектрі;

T – бір еркін дәрежесі бар сызықтық жүйенің тербеліс кезеңі, с;

a_g – ІА типті топырақ жағдайларында негізді есептік үдету ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR(475)}$ немесе $a_g = \gamma_I \cdot 0,667 \cdot a_{gR(2475)}$ мәндерінен үлкен);

T_B – спектральды үдеу графигінің тұрақты учаскесіндегі кезеңнің минималды мәні, с;

T_C – спектральды үдеу графигінің тұрақты учаскесіндегі кезеңнің максималды мәні, с;

η – тұтқыр демпфирлеу коэффициенті үшін $\xi = 5\%$ референтті $\eta = 1$ мәнімен демпфирлеу бойынша түзету коэффициенті;

S – топырақтың сейсмикалық қасиеттерін сипаттайтын коэффициент (құрылыс алаңының топырақ жағдайларының түрі).

T_B және T_C кезеңдерінің мәндері және топырақ жағдайларының S коэффициенті, формасын сипаттайтын серпімді реакциялардың спектрлері топырақ жағдайларының түріне байланысты.

T_B , T_C және S параметрлерінің қабылданған мәндері В.2 және В.3-кестелерінде берілген және ҚР НТҚ 08-01.1-2012 4.2 және 4.3-кестеде берілген мәліметтерге сәйкес келеді.

В.2-кесте – T_B және T_C мәндері

Сейсмикалық қасиеттері бойынша топырақ жағдайларының түрі	T_B , с	T_C , с
ІА	0,15	0,44
ІБ	0,15	0,44
ІІ	0,25	0,64
ІІІ	0,375	0,96

В.3-кесте – S коэффициентінің мәні

Сейсмикалық қасиеттері бойынша топырақ жағдайларының түрі	a_g шамасына тәуелді S мәні
ІА	1,0
ІБ	$1,0 \leq (1,4 - a_g/g) \leq 1,2$
ІІ	$1,1 \leq (1,8 - 2 \cdot a_g/g) \leq 1,6$
ІІІ	$1,2 \leq (2,8 - 5 \cdot a_g/g) \leq 2,4$

В.2-кестедегі мәліметтерге сәйкес:

– спектральды үдеу графигінің тұрақты учаскесіндегі T_B кезеңінің минималды мәні 0,15 с құрайды;

– спектральды үдеу графигінің тұрақты учаскесіндегі T_C кезеңінің максималды мәні 0,44 с құрайды.

Топырақтың сейсмикалық қасиеттерін сипаттайтын коэффициентінің S мәнін В.3-кестеде берілген формуланың көмегімен анықтаймыз:

$$S = (1,4 - a_g/g) = (1,4 - 0,267) = 1,13.$$

$S = 1,13$ деп қабылдаймыз.

a_g , T_B , T_C , η және S параметрлерінің табылған мәндерін қолдана отырып реакция спектрінің ординатын анықтаймыз (g үлестермен) (В.2-сурет). Үдетулердегі реакция спектрінің ординаттары В.4-кестеде берілген.

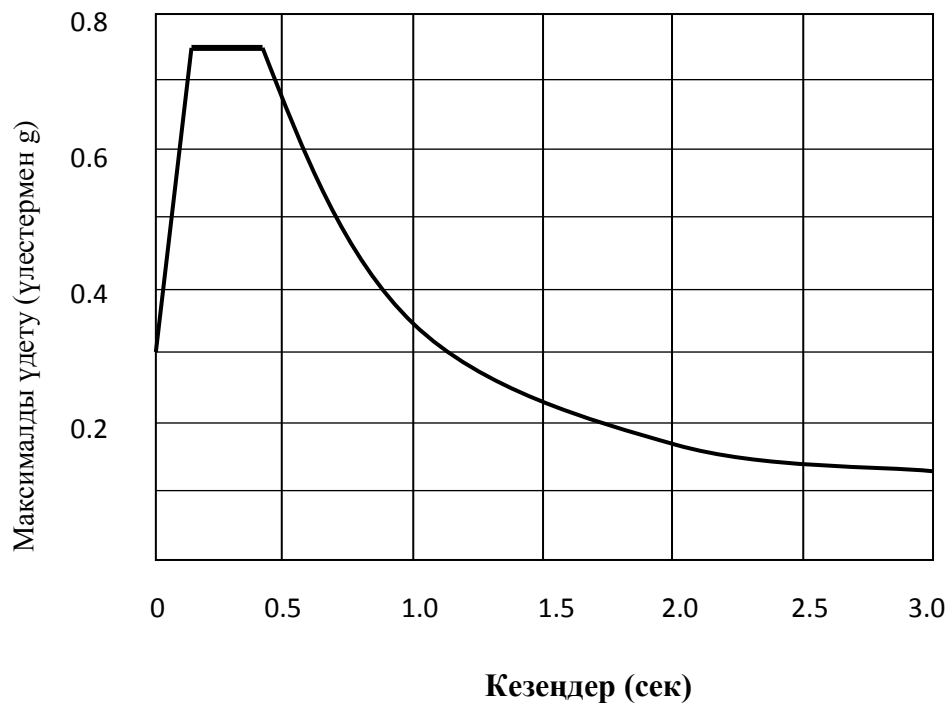
$$\text{при } 0 \leq T \leq 0,15 \text{ с: } S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] = 0,267 \times 1,13 \left[1 + \frac{T}{0,15} (1 \times 2,5 - 1) \right] = 0,3(1 + 10T);$$

$$\text{при } 0,15 \text{ с} \leq T \leq 0,44 \text{ с: } S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 = 0,267 \times 1,13 \times 1 \times 2,5 = 0,75;$$

$$\text{при } 0,44 \text{ с} \leq T \text{ с: } S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] = 0,2 \times 1,2 \times 1 \times 2,5 \left[\frac{0,44}{T} \right] = \frac{0,332}{T}.$$

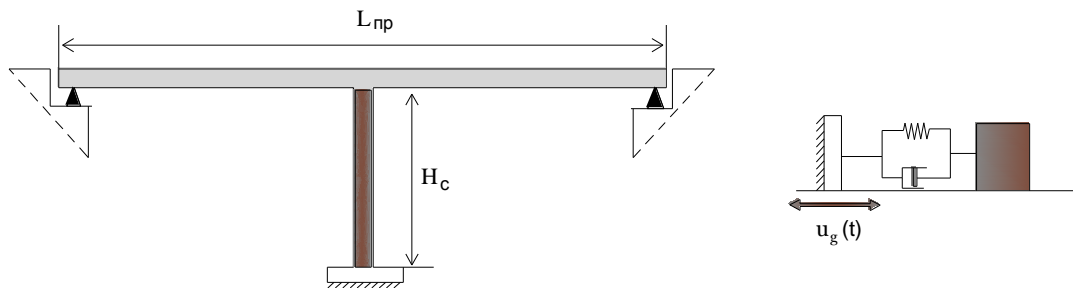
В.4-кесте – Өзіне тән нүктелердегі сейсмикалық әсерлердің көлденең компоненттері үшін серпімді реакциялар спектрінің мәндері (топырақ жағдайларының түрі – ІБ; $a_g = 0,267g$ және $\xi = 5\%$)

T , (сек)	0	0,15	0,44	1,00	2,00	3,00
$S_e(T)$, g үлестермен	0,30	0,75	0,75	0,332	0,166	0,11



В.2-сурет – Үдетулердегі серпімді реакция спектрінің түрі (топырақ жағдайларының түрі – ІБ; $a_g = 0,267g$ және $\xi = 5\%$)

Көпірдің конструкциясы В.3-суретте көрсетілген. Бойлық тербелістер қарастырылады. Көпір жер сілкіну кезінде бойлық бағытта орын ауыстыратындығы болжанады. Бойлық орын ауыстыруға үйкеліс күшін жасайтын тіреулердегі тірек бөліктері, пропорционал жылдамдықтар және реакциясы серпімді болып саналатын орталық тірек жалпы кедергі көрсетеді.



В.3 – Көпірдің есептік схемасы

1-мысал

Бастапқы мәліметтер:

Иілү кезіндегі орталық тіректің инерция моменті $I_c = 0,0375 \text{ м}^4$,

Орталық тірек материалының серпімділік модулі $E_c = 30000 \text{ МПа}$,

Орталық тірек биіктігі $H_c = 14,0 \text{ м}$,

Аралық құрылыс ұзындығы $L_{np} = 42,0 \text{ м}$,

Аралық құрылыс салмағы $m = 985688 \text{ кг}$,

Демпфирлеу коэффициенті $\xi = 0.05$ (5%).

Реакция спектрінің қисық сызығы Б.2-суретте көрсетілген.

Шешімі.

Тіректің иілу қаттылығымен анықталатын эквивалентті серіппенің қаттылығы

$$k = \frac{12E_c I_c}{H^3} = \frac{12(30000 \times 10^6)(0.0375)}{14.0^3} = 4920 \cdot 10^3 \text{ Н / м}.$$

Демпфирлеуді есептегендегі жеке жиілігі

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{4920 \times 10^3}{985,688 \times 10^3}} = 2,23 \text{ рад / сек}$$

Герцпен есептегендегі жиілігі

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{2,23}{6,28} = 0,355 \text{ Гц}$$

Жеке тербелістер кезеңі

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{1}{0,355} = 2,82 \text{ сек}$$

Демпфирлеуді есепке алумен тербелістердің айналмалы жиілігі

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} = 2,23 \sqrt{1 - 0,05^2} = 2,227 \text{ рад / сек}$$

Демпфирлеуді есепке алумен тербелістер кезеңі

$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{6,28}{2,227} = 2,82 \text{ сек}$$

Реакциялардың спектріне сәйкес тіректегі аралық құрылыс тербелетін максималды үдеу келесі формуламен анықталады В

$$\text{при } 0,44 \text{ с} \leq T_d = 2,82 \Rightarrow S_e(T) = \frac{0,332}{T_d} = \frac{0,332}{2,82} = 0,118$$

$$a_{\max} = S_e(T)g = 0,118 \times 9,81 = 1,16 \text{ м / сек}^2$$

Аралық құрылысқа әсер ететін максималды инерция күші

$$F = m \times S_e(T)g = (985,688 \times 10^3)(0,118)(9,81) = 1141,0 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Аралық құрылыстың максималды орын ауыстыруы

$$d = \frac{FH^3}{12E_c I_c} = \frac{F}{k} = \frac{1141,0 \cdot 10^3}{4920 \cdot 10^3} = 0,232 \text{ м}$$

Тірек қимасындағы максималды иілу моменті

$$M = \frac{F \times H}{2} = \frac{1141,0 \cdot 10^3 \cdot 12}{2} = 6846,0 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Есептік жер сілкіну әсер еткен кезде аралық құрылыстың үлкен орын ауыстырулары туындауы мүмкін, сондықтан ұстап тұратын құрылғыларды орнату керек.

2-мысал

Бастапқы мәліметтер.

Топырақтың түрі және сейсмикалық әсерлердің сипаттамалары 1-мысалдағыдай қабылданады.

Реакция спектрінің қисық сызығы В.2-суретте берілген.

Көпірдің есептік параметрлері

Иілу кезіндегі тіректің инерция моменті $I_c = 0,0707 \text{ м}^4$,

Аралық құрылыстың салмағы 160000 кг ,

Тірек материалының серпімділік модулі $E_c = 30000 \text{ МПа}$,

Тіректің биіктігі $H_c = 8,0 \text{ м}$

Аралық құрылыстың ұзындығы $L_{np} = 24,0 \text{ м}$

Демпфирлеу коэффициенті $\xi = 0.05$ (5%)

Шешімі.

Иілу кезінде тірек қаттылығына сәйкес келетін эквивалентті серіппенің қаттылығы:

$$k = \frac{12E_c I_c}{H^3} = \frac{12(30000 \times 10^6)(0.0707)}{(8.0)^3} = 49711 \cdot 10^3 \text{ Н} / \text{м}$$

Демпфирлеуді есептегендегі жеке жиілігі

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{49711 \times 10^3}{160 \times 10^3}} = 17.6 \text{ рад} / \text{сек}$$

Герцпен есептегендегі жиілігі

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{17,6}{6,28} = 2,80 \text{ Гц}$$

Жеке тербелістер кезеңі

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{1}{2,80} = 0,357 \text{ сек}$$

Демпфирлеуді есептегендегі тербелістің айналмалы жиілігі

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{(1 - \xi^2)} = 17.6 \sqrt{(1 - 0.05^2)} = 17.57 \text{ рад} / \text{сек}$$

Демпфирлеуді есептегендегі тербеліс кезеңі

$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{6,28}{17,57} = 0,357 \text{ сек}$$

Жеке тербелістер кезеңі $0,15 \leq T \leq 0,44$ интервалында тұрады, сондықтан

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 = 0,267 \times 1,13 \times 1 \times 2,5 = 0,754;$$

Аралық құрылысқа әсер ететін максималды инерция күші

$$F = m \times S_e(T)g = (160 \times 10^3)(0,754)(9,81) = 1183,5 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Аралық құрылыстың максималды орын ауыстыруы

$$d = \frac{FH^3}{12E_c I_c} = \frac{F}{k} = \frac{1183,5 \times 10^3}{49711 \times 10^3} = 0,024 \text{ м}$$

Тірек қимасындағы максималды иілу моменті

$$M = \frac{F \times H}{2} = \frac{(1183,5 \cdot 10^3) \times 8}{2} = 4734 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Жер сілкірудің аралық құрылысқа әсерін тірек және аралық құрылыс арасына резеңке-металл тірек бөліктерін орната отырып азайтуға болады.

Г ҚОСЫМШАСЫ

(ақпараттық)

Ауытқудың негізгі пішімдерін қолданатын сейсмооқшаулағыштары жоқ және сейсмооқшаулағыштары бар көпірлерді есептеу мысалдары**Г.1 Жалпы мәліметтер**

Г.1.1 Сейсмооқшаулағыштары бар көпірлердің конструкциялары қолданыстағы ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 нормаларының 7-бөлімінде қарастырылады.

Сейсмооқшаулағыштың негізгі мақсаты көпір құрылыстарының горизонталь сейсмикалық әсерге реакциясын азайтудан тұрады. Көпір құрылысының сейсмикалық әсерге реакциясын азайтуға келесі тәсілдермен қол жеткізуге болады:

- аралық құрылыс ауытқуының негізгі пішімі кезеңін ұлғайту арқылы, соның салдарынан күш әсерлері азаяды, бірақ бұл ретте жылжыту ұлғаяды;

- демпфирлеуді ұлғайту арқылы, ол жылжуды азайтады және күшті те азайтуы мүмкін;

- жоғарыда аталған екі әсердің бірлесуі арқылы, бұл ең жақсы тәсіл болып табылады.

Г.1.2 Сейсмооқшаулағыш жүйесін есептеу ауытқудың негізгі пішімі әдісін қолданып орындалады.

Г.2 Көпірдің есептік схемасы

Г.2.1 Қарастыруға ұзындығы 117 м кесілмеген темірбетон аралық құрылысы бар автожол көпірі қабылданды. Аралық тіреулер құрастырылған-монолитті темірбетоннан жасалған, тіректері - массивті, монолитті темірбетоннан жасалған.

Г.1 суретінде автожол көпірінің жалпы түрі көрсетілген, ал Г.2 суретінде аралық тіреудің көлденең қимасы берілген.

Г.2.2 Кесілмеген аралық құрылыс:

- сығуға беріктігі бойынша бетон класы С30/37;

- бетонның серпімділік модулі $E_{cm}=33000$ МПа;

- аралық құрылыс массасы $m=1936 \cdot 10^3$ кг;

- аралық құрылыс массасынан қума жүктеме $q=16,5 \cdot 10^3$ кг/м;

- әр тіреудегі аралық құрылыс арқалықтары сегіз тіреу бөлігіне сүйенеді.

Г.2.3 Аралық тіреулер мен тіректер:

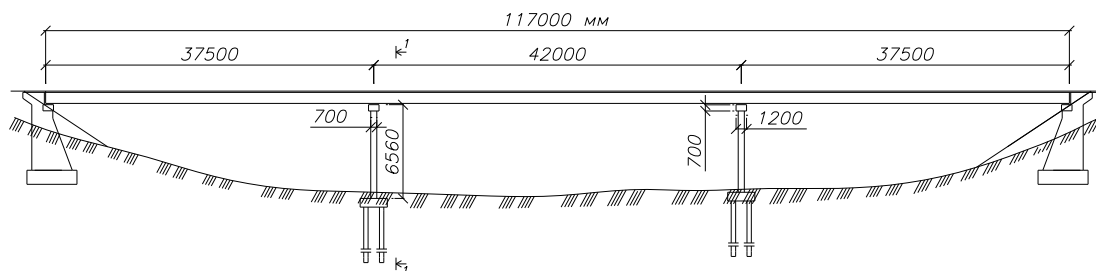
- сығуға беріктігі бойынша бетон класы С30/37;

- бетонның серпімділік модулі $E_{cm}=33000$ МПа;

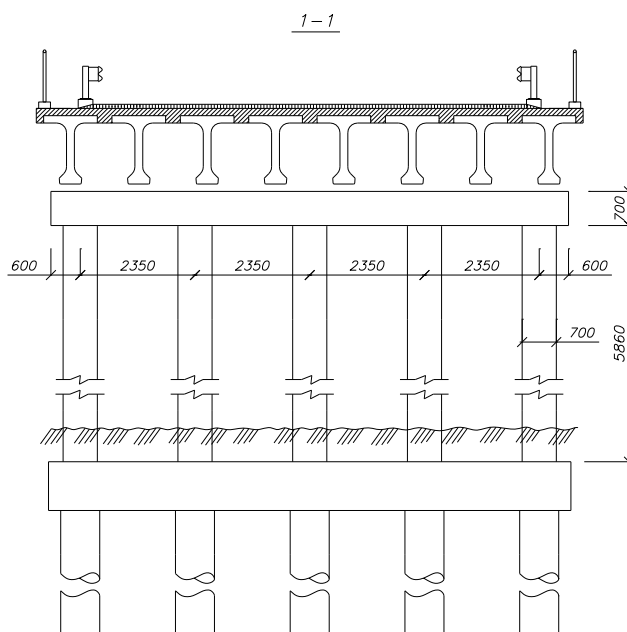
- аралық тіреудің 5 бағанының көлденең қимасы инерциясының моменті $I_{пр}=0,1 \text{ м}^4$;

Г.3 Бастапқы сейсмикалық әсер

Г.3.1 Серпімді реакциялар параметрлерін анықтау үшін келесі бастапқы деректер қолданылады:



Г.1-суреті – Көпірдің жалпы көрінісі



Г.2-суреті – Аралық тіреудің жалпы көрінісі

- құрылыс алаңының топырақ күшінің типі II құрайды;
- ОСЗІ-I₄₇₅ картасы бойынша анықталған $a_{qR(475)}$ мәні 0,4g құрайды;
- ОСЗІ-I₂₄₇₅ картасы бойынша анықталған $a_{qR(2475)}$ мәні 0,6g құрайды.

Бұзылу болмаған кезде талаптарды тексеру кезінде есепке алынатын a_g жылдамдатудың есептік мәні анықталады.

ҚР ТЖН-08-01.1-2012 4.1.2-тармағына сәйкес бұзылу болмаған кезде талаптарды тексеру кезінде есепке алынатын a_g жылдамдатудың есептік мәнін (Г.1) және (Г.2) өрнектерінің көмегімен анықталған екі мәnnің көбін қабылдаған жөн:

$$\gamma_1 \times a_{gR(475)} \quad (\text{Г.1})$$

$$\gamma_1 \times \frac{2}{3} a_{gR(2475)} \quad (\text{Г.2})$$

II жауапкершілік класына ие көпірлер үшін жауапкершілік коэффициентінің мәні $\gamma_1 = 1,0$ қабылданады.

(Г.1) өрнегіне сәйкес:

$$\gamma_1 \times a_{gR(475)} = 1.0 \times 0.4g = 0.4g$$

(Г.2) өрнегіне сәйкес:

$$\gamma_1 \times a_{gR(2475)} = 1.0 \times \frac{2}{3} \times 0.6g = 0.4g$$

a_g мәні $0,4g$ тең етіп қабылданады.

$\xi=5\%$ тұтқыр демпфирлеу коэффициенті кезінде серпімді реакциялар спектрі ординаталарының мәндері анықталады.

Г.3.2 Сейсмикалық әсердің горизонталь компоненттерін сипаттайтын $S_e(T)$ серпімді реакцияларының ординаталары мәндерін анықтау үшін ҚР ТЖН-08-01.1-2012 берілген (4.3) – (4.5) өрнектерін қолданамыз.

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], \quad (Г.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \quad (Г.4)$$

$$T_C \leq T: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \quad (Г.5)$$

мұнда

$S_e(T)$ – серпімді реакциялар спектрі;

T – еркіндіктің бір дәрежесіне ие сызықтық жүйенің ауытқу кезеңі, сек;

a_g – II типті топырақ жағдайларында негіздің есептік жылдамдауы;

T_B – спектралды жылдамдау графигінің тұрақты учаскесіндегі кезеңнің минималды мәні; ҚР ТЖН-08-01.1-2012 4.2-кестесіндегі деректерге сәйкес қарастырылатын $T_B=0,25c$ топырақ жағдайлары үшін;

T_C – спектралды жылдамдау графигінің тұрақты учаскесіндегі кезеңнің максималды мәні; ҚР ТЖН-08-01.1-2012 4.2-кестесіндегі деректерге сәйкес қарастырылатын $T_C=0,64$ с топырақ жағдайлары үшін;

η – $\xi = 5\%$ тұтқыр демпфирлеу коэффициенті үшін $\eta = 1$ референтті мәніне ие демпфирлеу бойынша түзету коэффициенті; ҚР ТЖН-08-01.1-2012 4.3-кестесіне сәйкес құрылыс алаңының топырақ жағдайларының II типі үшін S мәні $1,1 \leq S = (1,8 - 2a_g / g) \leq 1,6$ шегінде болуы тиіс.

В.3.3 ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 3.2.2.2(5)Р сәйкес $S_{De}(T)$ жылжуларындағы серпімді реакциялар спектрі келесі өрнектер көмегімен $S_e(T)$ жылдамдауындағы серпімді реакциялар спектрін тікелей түрлендіру арқылы алына алады:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2.$$

II типті қарастырылатын топырақ жағдайлары және $a_g = 0,4g$ тең есептік жылдамдату мәндері үшін топырақтың сейсмикалық қасиеттерінің әсерін сипаттайтын коэффициент $S=1,1$ тең етіп қабылданады.

Серпімді реакциялар спектрінің ординаталарын анықтауға арналған (g үлесіндегі) (Г.3) – (Г.5) өрнектеріне a_g , T_B , T_C , η және S мәндерін қою арқылы келесілерді аламыз:

$0 \leq T \leq 0,25c$ кезінде:

ҚР НТҚ 08-02.1-2013

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] = 0.4 \cdot 1.1 \cdot \left[1 + \frac{T}{0.25} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] = 0.44 \left[1 + \frac{T}{0.25} \cdot (2.5 \cdot \eta - 1) \right];$$

$$0.25 \leq T \leq 0.64 \text{ кезінде: } S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 = 0.4 \cdot 1.1 \cdot \eta \cdot 2.5 = 1.1 \cdot \eta;$$

$$0.64 \leq T \text{ кезінде: } S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] = 0.4 \cdot 1.1 \cdot 2.5 \cdot \eta \left[\frac{0.64}{T} \right] = \frac{0.704}{T} \eta.$$

Г.3.4 Демпфирлеу деңгейіндегі η түзету коэффициенті төмендегі өрнектер көмегімен 3 ҚР ТЖН 08-01.1-2012 4.2.2.3-тармағына сәйкес анықталады:

$$T \leq 1,0 \text{ с кезінде: } \eta = \rho;$$

$$T \geq 1,0 \text{ с кезінде: } \eta = \rho(1/T)^\lambda.$$

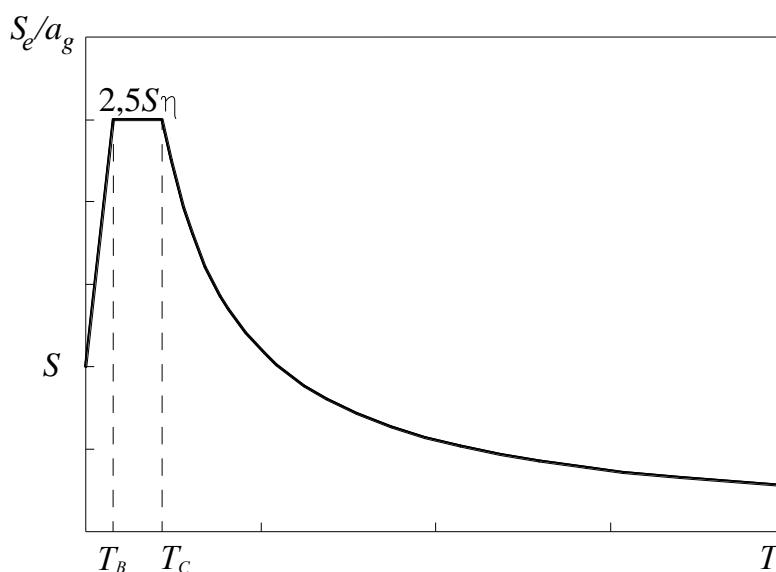
ρ және λ мәндері келесі тәсілмен анықталады:

$$\rho = 1 + \frac{0,05 - 0,01\xi}{0,05 + 0,02\xi - 3(0,01\xi)^2},$$

$$\lambda = \frac{0,05 - 0,01\xi}{0,33 + 0,09\xi}.$$

мұнда ξ – пайызбен көрсетілген тұтқыр демпфирлеу коэффициенті.

Сейсмикалық әсерлердің горизонталь компоненттеріне арналған серпімді реакциялар спектрінің жалпы түрі Г.3 суретінде көрсетілген.



Г.3-суреті - Сейсмикалық әсердің горизонталь компоненттеріне арналған серпімді реакциялар спектрінің пішімі

Г.3.5 Еркіндіктің бір дәрежесіне ие модельді қолдану кезінде ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 4.2.2.3-тармағына сәйкес қатты аралық құрылыс моделі қолданылады.

Көпірдің қатты моделі сейсмикалық әсер кезінде горизонталь жазықтықтағы аралық құрылыс көпір тіреулерінің жоғарғы бөліктеріндегі горизонталь ығысулармен

салыстырғанда болмашы шамаға ие болған жағдайларды қолданыла алады. Бұл шарт кесілмеген аралық құрылыстары бар шамамен тік сызықтық көпірлердің бойлық бағыттарында да орындалады.

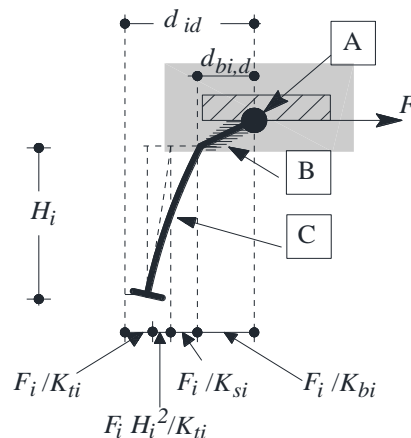
Аралық құрылыстың көпір осьтерін бойлай ауытқу нұсқалары да қарастырылады: сейсмооқшаулағыштарсыз және сейсмооқшаулағыштармен.

ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.5.4(3)-тармағына сәйкес K_{fi} (кНм/рад) бұру қаттылығы кезіндегі K_{ti} (кН/м) горизонталь жазыққа ие негізге сүйеніп тұратын K_{si} (кН/м) жылжу кезіндегі қаттылыққа ие H_i биіктікті тіреу және K_{bi} (кН/м) қаттылыққа ие i оқшаулағышы үшін $K_{eff,i}$ тиімді қаттылық (Г.4 суретін қараңыз) келесі өрнекпен анықталады:

$$\frac{1}{K_{eff,i}} = \frac{1}{K_{bi}} + \frac{1}{K_{ti}} + \frac{1}{K_{si}} + \frac{H_i^2}{K_{fi}}$$

Оқшаулағыш икемділігі және оған сәйкес келетін салыстырмалы жылжу $d_{bi}=F_i/K_{bi}$ әдетте супер құрылымның (жоғарғы құрылыс) жылжуының басқа компоненттерінің ұқсас параметрлерінен біраз басым түседі. Осы себепті жүйені тиімді демпфирлеу оқшаулағыштар қарастыратын энергияға ғана тәуелді болады, ΣE_{Di} , ал оқшаулағыштың салыстырмалы жылжуы осы нүктедегі жоғарғы құрылыстың жылжуымен теңеседі ($d_{bi}/d_{id} = K_{eff,i}/K_{bi} \cong 1$).

Осы Қосымшада жеңілдетілген есептік схемалар қарастырылады: горизонталь ығысулар және негіздердегі тіреулердің бұрылуы есепке алынбайды.



А — супер құрылым (жоғарғы құрылыс); В — i оқшаулағыш;
С — i сабқұрылым (аралық тіреу).

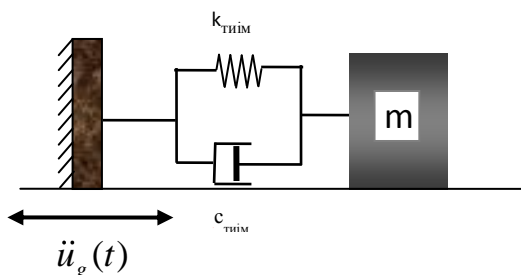
Г.4-суреті — Көпір құрылысы мен оқшаулағыштың тиімді қаттылығы

Г.4 Сейсмооқшаулағыштары жоқ көпірлерді есептеу

В.4.1 Есептеуге келесі конструктивті ерекшеліктерге ие көпір қабылданады. №1 және №4 массивті тіректердегі кесілмеген аралық құрылыс қалайы ортасы бар резеңке-металл тіреу бөліктеріне тіреледі. №2 және №3 аралық тіреулерде кесілмеген аралық құрылыс арқалықтардың тіреу қималарының бұрылуын қамтамасыз ететін және тіреудің

үстіңгі бөлігіне қатысты аралық құрылыстың жылжуын шектейтін жылжымайтын тіреу бөліктеріне сүйенеді.

Г.5 суретінде көпірдің динамикалық моделі көрсетілген. Кесілмеген аралық құрылыс және көпірдің аралық тіреулері бойынша бастапқы деректер Г.2 бөлімшеде берілген.



Г.5-суреті – Еркіндіктің бір дәрежесіне ие жүйе. Сейсмооқшаулағышы жоқ көпірдің динамикалық моделі

Г.4.2 Сейсмооқшауланбаған көпір үшін тіреу бөліктері ретінде тіректерге тіреу бөліктері (DIS) орнатылады. Осы тіреу бөліктерінің типтік өлшемдері және олардың көтергіштік қабілеттерінің мәндері осы Оқулықтың 5.1-кестесінде берілген.

5.1-кесте және қажетті көтергіштік қабілетіне сәйкес келесі сипаттамаларға ие тіреу бөліктері қолданылады:

- тіреу бөлігіне түсірілетін максималды жүктеме 414 кН;
- жоспардағы тіреу бөліктерінің өлшемдері $a=305$ мм, $b=305$ мм;
- жоспардағы тіреу бөліктерінің ауданы 92903 мм²;
- резеңкенің бір қабатының қалыңдығы 9,5 мм.

Жобалау тәжірибесіне байланысты алдын ала резеңкенің сегіз қабаты қабылданады. Осылайша резеңке қабаттарының жалпы қалыңдығы $h = 9,5 \times 10^{-3} \times 8 = 76 \times 10^{-3}$ м құрайды.

Ығысу кезіндегі тіреу бөлігінің қаттылығы келесі формула бойынша анықталады:

$$k_b = \frac{GA}{Sh} = \frac{10^3 \times 92903 \times 10^{-6}}{8.03 \times 76.0 \times 10^{-3}} = 152 \text{ кН / м ,}$$

мұнда G - резеңкенің ығысу модулі (көпірдің тіреу бөліктері үшін әдетте $G=1$ МПа ығысу модуліне ие резеңке қолданылады),

Тіреу бөлігі жоспарындағы тік бұрыштарға арналған пішім коэффициенті (a және b жоспардағы резеңке қабаттарының өлшемдері) келесі формула бойынша анықталады:

$$S = \frac{ab}{2h(a+b)} = \frac{305 \times 305}{2 \times 9.5(305 + 305)} = 8.03$$

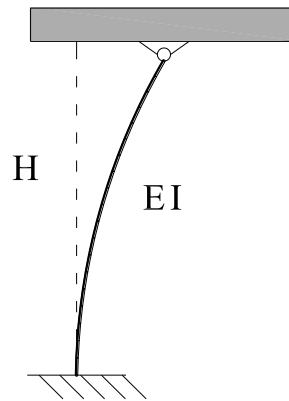
Г.4.3 Балама серіппелердің қаттылығы 1-тіреудегі тіреу бөліктерінің қаттылығымен, 2 және 3-тіреулердің майысу қаттылығымен және 4-тіреудегі тіреу бөліктерінің қаттылығымен анықталады.

1-треудегі тіреу бөліктерінің қаттылығы

$$k_1 = 8k_b = 8 \cdot 152 = 1216 \text{ кН / м}$$

$\xi_1 = 0,20$ - демпфирлеудің салыстырмалы коэффициенті (негізінен қалайы стерженьдердің пластикалық қасиетімен анықталады).

2 және 3-тіреулердің майысу қаттылығымен анықталатын балама серіппе қаттылығы Г.6 суретінде берілген есептік схемадан анықталады.



Г.6-суреті – Оқшаулағышы жоқ көпір тіреуінің майыстыру қаттылығына сәйкес келетін серіппе қаттылығын анықтауға арналған есептік схема

$$k_2 = k_3 = \frac{3E_c I_c}{H_2^3} = \frac{3(33000 \times 10^3) \times 0.1}{5.86^3} = 49.20 \times 10^3 \text{ кН / м}$$

$\xi_2 = \xi_3 = 0.05$ - демпфирлеудің салыстырмалы коэффициенті (осы Құралды қараңыз).

4-тіреудің тірек бөліктерінің қаттылығы

$$k_4 = 8k_b = 8 \cdot 152 = 1216 \text{ кН / м}$$

$\xi_4 = 0.20$ - демпфирлеудің салыстырмалы коэффициенті

Балама серіппе қаттылығын және балама демпфер сипаттамаларын анықтаймыз.

№1 және №4 тіректердегі тіреу бөліктерінің қаттылығымен анықталатын балама серіппе қаттылығы:

$$K_{1,4} = k_1 + k_2 = 1216 + 1216 = 2432 \text{ кН / м}$$

Демпфирлеудің салыстырмалы коэффициенті $\xi_4 = 0.20$ тең, өйткені барлық тіреу бөліктері бірдей.

2 және 3-тіреулерді майыстыру кезінде анықталатын балама серіппенің қаттылығы:

$$K_{2,3} = k_2 + k_3 = 49.20 \times 10^3 + 49.20 \times 10^3 = 98.40 \times 10^3 \text{ кН / м}$$

Демпфирлеудің салыстырмалы коэффициенті $\xi_4 = 0.05$ тең, өйткені тіреулер бір материалдан жасалған.

№2 және №3 тіреулерді майыстыру кезіндегі қаттылықпен және №1 және №4 тіректердің тіреу бөліктерінің қаттылығымен анықталатын балама серіппе қаттылығы.

$$K_{\text{экр}} = K_{1,4} + K_{2,3} = 2.432 \times 10^3 + 98.40 \times 10^3 = 100.83 \times 10^3 \text{ кН / м}$$

Г.4.4 Жұмысқа екі түрлі материалдан жасалған элементтер қатысатындығын есепке ала отырып, салыстырмалы демпфирлеу шамасын анықтау үшін келесі әдістемені қолданамыз.

Төменде анықталатын демпфирлеудің салыстырмалы коэффициенті түрлі материалдардан тұратын элементтер демпфирлеудің қосу дәрежесін есепке алуға мүмкіндік береді.

$$\xi_{\text{экв}} = \sqrt{\frac{K_{1,4}}{K_{1,4} + K_{2,3}}} \xi_1 + \sqrt{\frac{K_{2,3}}{K_{1,4} + K_{2,3}}} \xi_2 = \sqrt{\frac{2.432 \times 10^3}{2.432 \times 10^3 + 98.40 \times 10^3}} \times 0.2 + \sqrt{\frac{98.40 \times 10^3}{2.432 \times 10^3 + 98.40 \times 10^3}} \times 0.05 = 0.08$$

Демпфирлеуді есепке алмай ауытқудың жеке жиілігі

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_{\text{экв}}}{m}} = \sqrt{\frac{100.83 \times 10^6}{1.936 \times 10^6}} = 7.2 \text{ рад / сек}$$

Жиілік, герцпен

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{7.2}{6.28} = 1.15 \text{ Гц}$$

Жеке ауытқулар кезеңі

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{1}{1.15} = 0.87 \text{ сек}$$

Демпфирлеуді есепке ала отырып, ауытқудың шеңберлі жиілігі

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{(1 - \xi_{\text{экв}}^2)} = 7.2 \sqrt{(1 - 0.08^2)} = 7.18 \text{ рад / сек}$$

Демпфирлеуді есепке ала отырып, ауытқу кезеңі

$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{6.28}{7.18} = 0.87 \text{ сек}$$

Реакциялар спектріне сәйкес аралық құрылыс ауытқитын максималды жылдамдау келесі өрнекпен анықталады

$$0.64 \leq T \text{ кезінде: } S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right].$$

Демпфирлеу деңгейіндегі η түзету коэффициенті төмендегі өрнек көмегімен ҚР ТЖН 08-01.1-2012 4.2.2.3-тармағына сәйкес анықталады:

$$T \leq 1.0 \text{ с: кезінде: } \eta = \rho;$$

$$T \geq 1.0 \text{ с: кезінде: } \eta = \rho(1/T)^\lambda.$$

ρ және λ мәндері келесі тәсілмен анықталады:

$$\rho = 1 + \frac{0.05 - 0.01 \xi_{\text{экв}}}{0.05 + 0.02 \xi_{\text{экв}} - 3 \times (0.01 \times \xi_{\text{экв}})^2} = 1 + \frac{0.05 - 0.01 \times 8}{0.05 + 0.02 \times 8 - 3 \times (0.01 \times 8)^2} = 0.84,$$

$$\lambda = \frac{0.05 - 0.01 \times \xi_{\text{экв}}}{0.33 + 0.09 \times \xi_{\text{экв}}} = \frac{0.05 - 0.01 \times 8}{0.33 + 0.09 \times 8} = -\frac{0.03}{1.05} = -0.028.$$

мұнда $\xi_{\text{экв}}$ – пайызбен өрнектелген тұтқыр демпфирлеу коэффициенті.

Ауытқу кезеңі $T = 0.87 \leq 1.0$ $\eta = 0.84$ болғандықтан

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0.4 \times 1.1 \times 0.84 \times 2.5 \times \left[\frac{0.64}{0.87} \right] = \frac{0.59}{0.87} = 0.68$$

Максималды жылдамдату:

$$T = 0.87 \text{ сек кезінде } a_{\text{max}} = S_e(T) \times g = 0.68 \times 9.81 = 6.67 \text{ м / сек}^2$$

Аралық құрылысқа әсер ететін максималды инерциялық күш

$$F = m \times S_e(T)g = (1,936 \times 10^6) \times 6.67 = 12913 \times 10^3 \text{ Н} = 12,91 \times 10^3 \text{ кН}$$

Есептік жер сілкінісі кезіндегі аралық құрылыстың максималды жылжуы

$$\Delta_{\max} = \frac{F}{K_{\text{эКВ}}} = \frac{12,91 \times 10^6}{100.83 \times 10^6} = 0.128 \text{ м}$$

1-тіреудің жоғарғы бөлігіне әсер ететін максималды горизонталь күш:

$$F_1 = k_1 \cdot \Delta_{\max} = 1.216 \times 10^6 \cdot 0.128 = 0.156 \times 10^6 \text{ Н} = 0.156 \times 10^3 \text{ кН}$$

2-тіреудің жоғарғы бөлігіне әсер ететін максималды горизонталь күш:

$$F_2 = k_2 \cdot \Delta_{\max} = 49.20 \times 10^6 \cdot 0.128 = 6.30 \times 10^6 \text{ Н} = 6.30 \times 10^3 \text{ кН}$$

3-тіреудің жоғарғы бөлігіне әсер ететін максималды горизонталь күш:

$$F_3 = k_3 \cdot \Delta_{\max} = 49.20 \times 10^6 \cdot 0.128 = 6.30 \times 10^6 \text{ Н} = 6.30 \times 10^3 \text{ кН}$$

4-тіреудің жоғарғы бөлігіне әсер ететін максималды горизонталь күш:

$$F_4 = k_4 \cdot \Delta_{\max} = 1.216 \times 10^6 \cdot 0.128 = 0.156 \times 10^6 \text{ Н} = 0.156 \times 10^3 \text{ кН}$$

Г.4.5 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 3.2.3-тармағының талаптарына сәйкес уақытша облыста есептеулер жасау кезінде топырақ қозғалысы теңдіктері компоненттерінің кемінде үш жұбы қолданылуы тиіс.

Осы Қосымшада мысалдар ретінде үш түрлі жер сілкінісіндегі уақытша облыстағы көпірлердің есептері жасалған. Жер сілкінісі акселерограммалары пиктік жылдамдау 4м/сек^2 тең болатындай тәсілмен масштабталған.

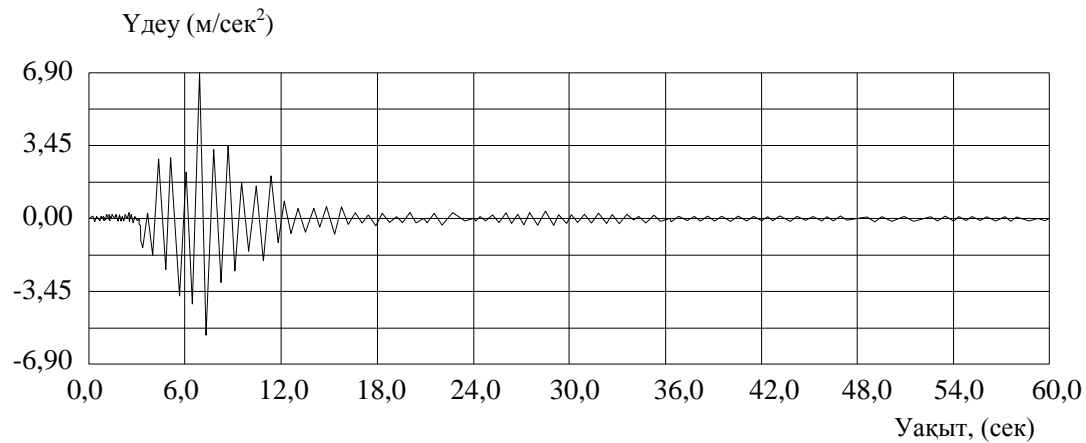
Есептеулер үшін келесі жер сілкіністерінің акселерограммалары қолданылды:

- Northridge earthquake (1994 ж. АҚШ),
- San Fernando earthquake (1966 ж. АҚШ).
- Parkfield earthquake (1966 ж. АҚШ),

Қимасыз аралық құрылыстың жылдамдау, жылдамдық және жылжу графиктері Г.7, Г.8, Г.9 суреттерінде берілген.

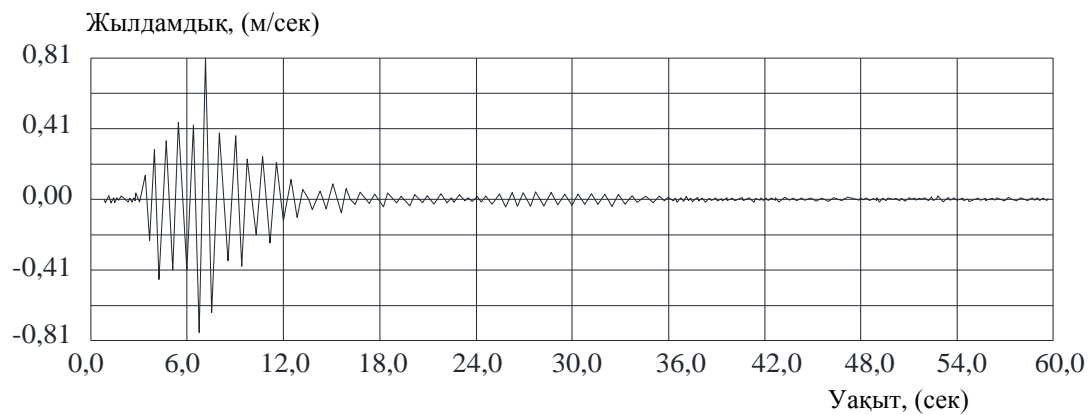
Northridge earthquake

Аралық құрылыстың жылдамдау графигі



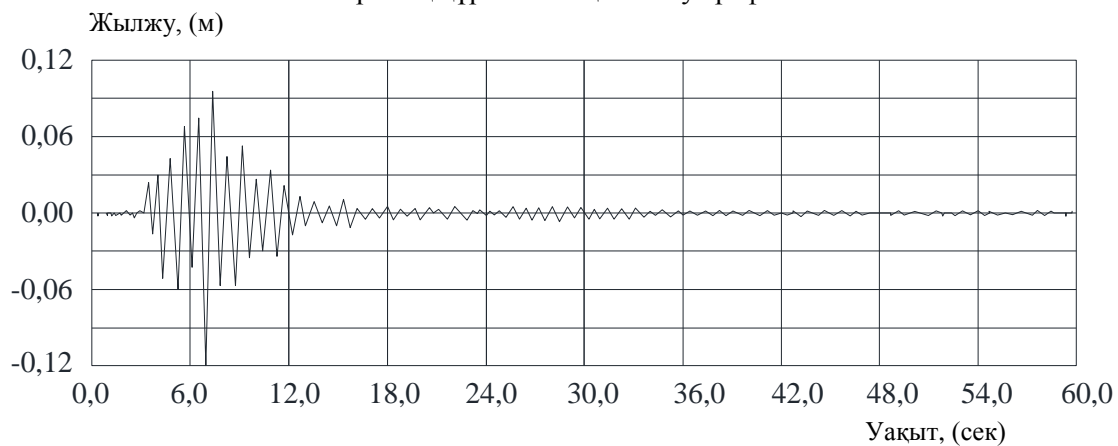
Аралық құрылыстың үдеуінің максималды мәні 6.9 м/сек²

Аралық құрылыс қозғалысы жылдамдығының графигі



Аралық құрылыс жылдамдығының максималды мәні 0.81 м/сек

Аралық құрылыстың жылжу графигі

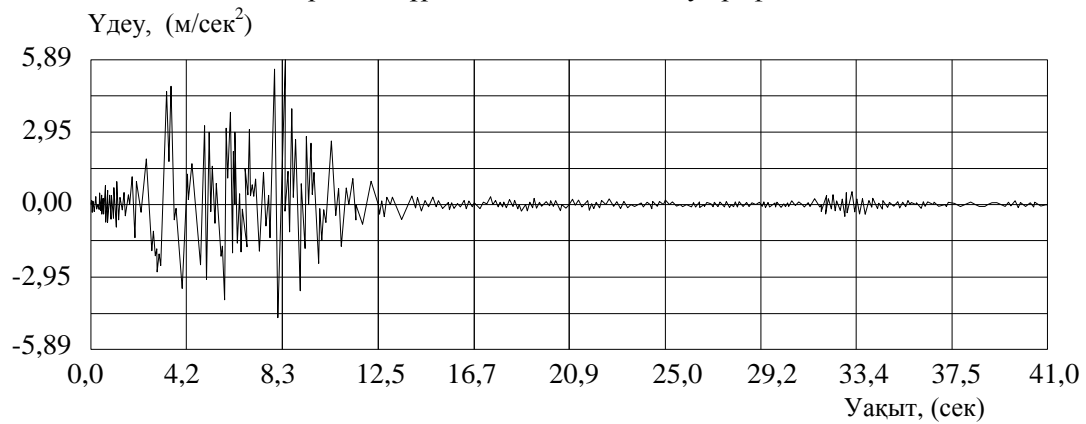


Аралық құрылыстың жылжуының максималды мәні 0.12 м

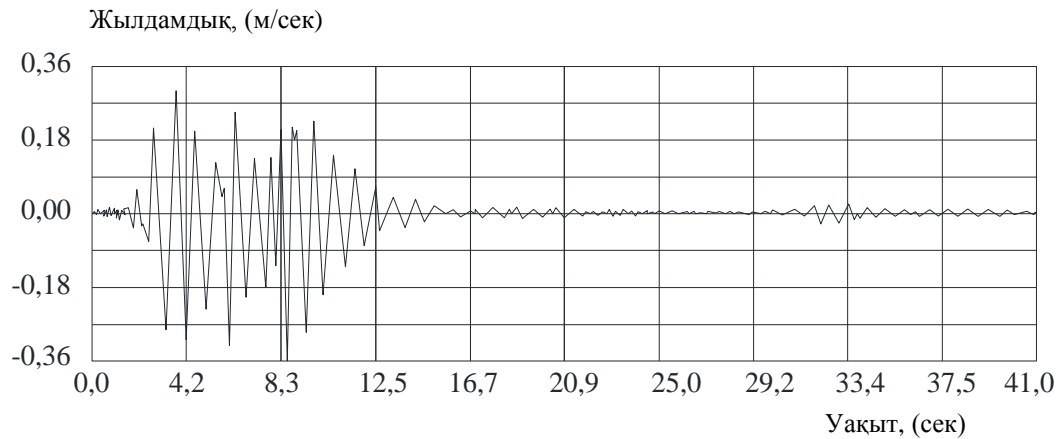
Г.7-суреті - Northridge масштабталған жер сілкінісінің әсері кезіндегі аралық құрылыстың ауытқу графигі

San Fernando earthquake

Аралық құрылыстың жылдамдау графигі

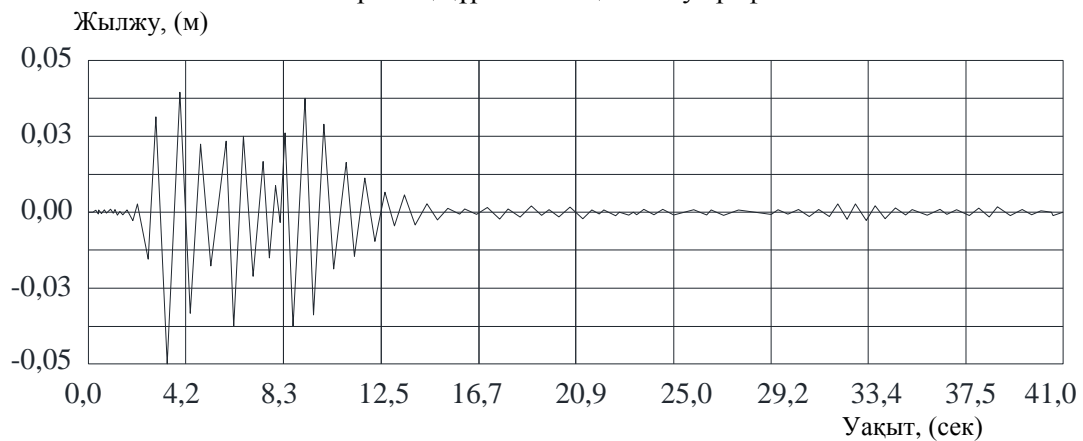
Аралық құрылыстың үдеуінің максималды мәні 5.89 м/сек²

Аралық құрылыстың қозғалысының жылдамдық графигі



Аралық құрылыс жылдамдығының максималды мәні 0.36 м/сек

Аралық құрылыстың жылжу графигі

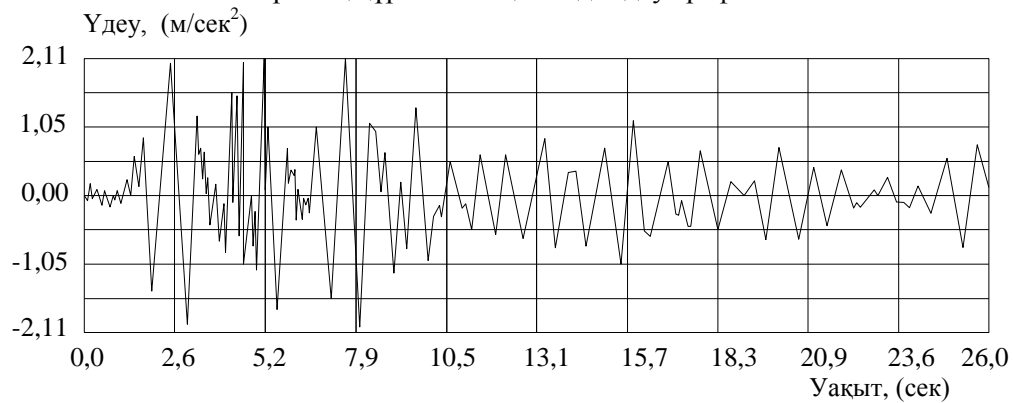


Аралық құрылыстың жылжуының максималды мәні 0.051 м

Г.8-суреті - San Fernando масштабталған жер сілкінісінің әсері кезіндегі аралық құрылыстың ауытқу графигі

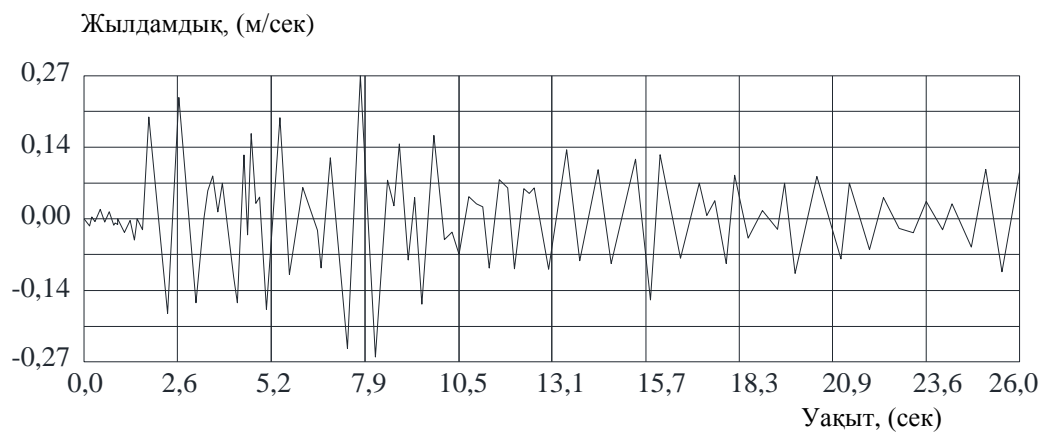
Parkfield earthquake

Аралық құрылыстың жылдамдау графигі



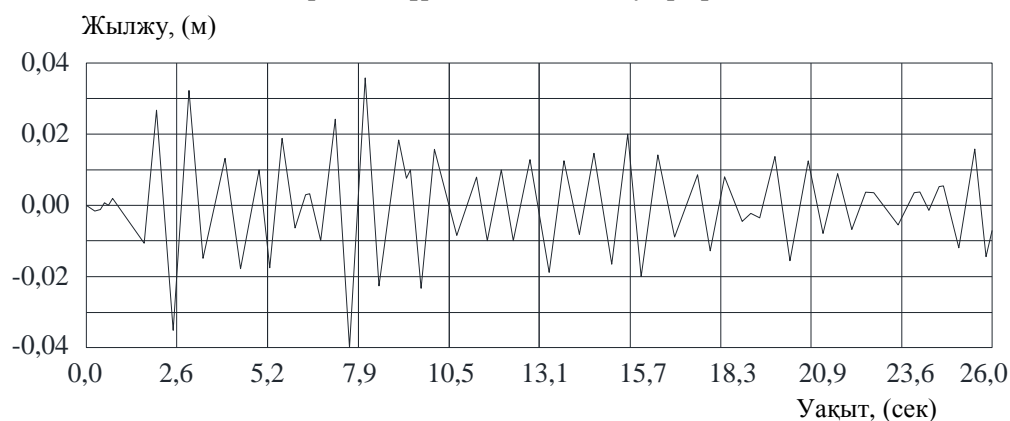
Аралық құрылыстың үдеуінің максималды мәні 2.11 м/сек²

Аралық құрылыстың жылдамдығының графигі



Аралық құрылыс жылдамдығының максималды мәні 0.27 м/сек

Аралық құрылыстың жылжу графигі



Аралық құрылыстың жылжуының максималды мәні 0.04 м

Г.9-суреті - Parkfield масштабталған жер сілкінісінің әсері кезіндегі аралық құрылыстың ауытқу графигі

Г.5 Демпфирлеудің үлкен коэффициентіне ие резеңке-металл сейсмооқшаулағыштары бар көпірді есептеу

Г.5.1 Есептеуге келесі конструктивтік ерекшеліктерге ие көпір қабылданады. Көпірдің барлық тіреулеріндегі кесілмеген аралық құрылыс демпфирлеудің үлкен коэффициентіне ие резеңке-металл h тіреу бөліктеріне сүйенеді. Г.2 бөлімінде берілген аралық құрылыс жөніндегі деректер және Г.3 бөлімінде берілген сейсмикалық әсер жөніндегі бастапқы деректер қолданылады.

Алдын ала есептеу үшін $T_{из} \geq 3T = 3 \cdot 0.87 = 2.61$ сек шартынан сейсмооқшауланған көпірдің ауытқу кезеңін тандаймыз. $T_{из} = 2.7$ сек қабылдаймыз. Әдетте бұл шарт егер қатты тіреулердегі (қатты негіздегі) құрылыстардың ауытқу кезеңі белгілі болса, сейсмооқшауланған құрылыстардың кезеңдерін анықта үшін қолданылады.

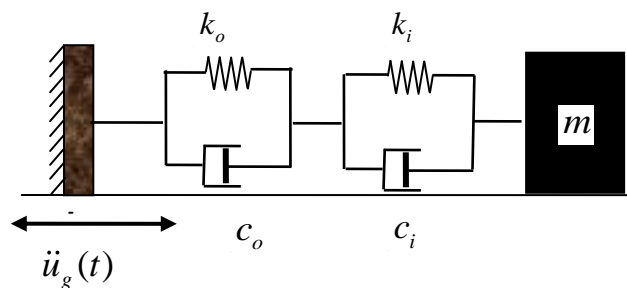
Демпфирлеудің үлкен коэффициентіне ие тіреу бөліктері толтырғыштары және болат табақтары бар табиғи резеңкеден қабылданады (осы Оқулықтың 5.2-суретін қараңыз).

Негізгі қасиеттері:

- ығысудың жол берілетін деформациялары 200 - 350%, 150 % қабылдаймыз;
- 100% тәртіппен ығысу деформациясы кезінде 10% - 20% аралығындағы демпфирлеу коэффициенті, 15% қабылдаймыз;
- ығысу модулі 0,40 - 1,4 МПа аралығында, 1,0 МПа қабылдаймыз.

Жоғарыда берілген параметрлерге ие көпір реакциясын анықтаймыз.

Құрылыстың осындай конструкциясының жеңілдетілген есептік схемасы Г.10 суретінде берілген.



Г.10-суреті – Еркіндіктің бір дәрежесіне ие жүйе. Сейсмооқшаулағышы бар көпірдік динамикалық моделі

$T_{из} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{эkv}}}$ есепке ала отырып, серіппенің балама қаттылығына қол жеткіземіз.

$$K_{эkv} = \left(\frac{2\pi}{T_{из}} \right)^2 \times m = \left(\frac{2 \times 3,14}{2.7} \right)^2 \times 1.936 \times 10^6 = 10.47 \times 10^6 \text{ Н/м}$$

Г.5.2 ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 3.2.2.2(5)Р-тармағына сәйкес $S_{De}(T)$ жылжуларындағы серпімді реакциялар спектрі келесі өрнек көмегімен $S_e(T)$ жылдамдауындағы серпімді реакциялар спектрін тікелей түрлендіру арқылы алына алады:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2.$$

$$0,64 \leq T \text{ кезінде: } S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0,4 \cdot 1,1 \cdot 2,5 \cdot \eta \left[\frac{0,64}{T} \right] = \frac{0,704}{T} \eta.$$

15% тең демпфирлеу коэффициентіне сәйкес келетін η коэффициентін анықтаймыз.

$$T \geq 1,0 \text{ кезінде: } \eta = \rho(1/T)^\lambda.$$

ρ және λ мәндері келесі тәсілмен анықталады:

$$\rho = 1 + \frac{0,05 - 0,01 \times \xi}{0,05 + 0,02 \times \xi - 3 \times (0,01 \times \xi)^2} = 1 + \frac{0,05 - 0,01 \times 15}{0,05 + 0,02 \times 15 - 3(0,01 \times 15)^2},$$

$$= 1 + \frac{-0,1}{0,05 + 0,3 - 0,0675} = 1 + \frac{-0,1}{0,35 - 0,0675} = 0,65$$

$$\lambda = \frac{0,05 - 0,01 \times \xi}{0,33 + 0,09 \times \xi} = \frac{0,05 - 0,01 \times 15}{0,33 + 0,09 \times 15} = -\frac{0,1}{1,68} = -0,06.$$

$$T \geq 1,0 \text{ сек кезінде: } \eta = \rho(1/T)^\lambda = 0,65(1/2,7)^{-0,06} = 0,7$$

$T=2,7$ секунд кезең үшін жылжу спектрінің мәндері (максималды жылжу):

$$\Delta_{\max} = S_{De}(T) = S_e(T) \times g \times \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 = \frac{0,704}{T} \times \eta \times g \times \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 = \frac{6,91}{2,7} \times 0,7 \times \left[\frac{2,7}{2 \times 3,14} \right]^2 = 0,33 \text{ м}$$

Әдетте сейсмооқшаулағыштарды ығысу деформациясы 150% құрайтындай тәсілмен таңдалады: $\gamma = \frac{\Delta_{\max}}{t_p}$

Резеңке қабаттарының қосынды қалыңдығы келесі формуладан анықталады

$$t_p = \frac{\Delta_{\max}}{\gamma} = \frac{0,33}{1,5} = 0,22 \text{ м}$$

Осылайша, әр тіреудегі әр сейсмооқшаулағыштың резеңке қабаттарының қосынды қалыңдығы 22 см тең болуы тиіс.

Г.5.3 2.7 секундқа тең ауытқу кезеңі кезінде аралық құрылыстың максималды жылжуы үлкен мәндерге жететін болғандықтан, сейсмооқшауланған көпірдің кезеңін 1.5 секундқа дейін азайту арқылы есептеуді орындаймыз.

$T=1,5$ секунд кезең үшін жылжу спектрінің мәндері (максималды жылжу):

$$\Delta_{\max} = S_{De}(T) = S_e(T) \times g \times \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 = \frac{0,704}{T} \times \eta \times g \times \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 = \frac{6,91}{1,5} \times 0,7 \times \left[\frac{1,5}{2 \times 3,14} \right]^2 = 0,18 \text{ м}$$

$$t_p = \frac{\Delta_{\max}}{\gamma} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \text{ м}$$

Осылайша, мұндай жағдайда резеңкенің қосынды қалыңдығы 12 см тең болуы тиіс.

Балама серіппенің қаттылығы келесі өрнекпен анықталады:

$$K_{\text{экв}} = \left(\frac{2\pi}{T_{\text{из}}} \right)^2 \times m = \left(\frac{2 \times 3,14}{1,5} \right)^2 \times 1,936 \times 10^6 = 33,9 \times 10^6 \text{ Н/м}$$

Бір тірек бөлігіне сай келетін қаттылық $k_b = \frac{K_{э\kappa\beta}}{32} = \frac{33.9 \times 10^6}{32} = 1.06 \times 10^6 \text{ H / м}$

Тіреу бөлігінің көлденең қимасының ауданы:

$$A = \frac{t_p k_b}{G} = \frac{0.12 \cdot 1.06 \times 10^6}{10^6} = 0.127 \text{ м}^2, \text{ осылайша } a = b, \quad a = 0.36 \text{ м}$$

S=8 формасының коэффициентін қабылдаймыз. Резеңкенің бір қабатының қалыңдығы келесі шамамен анықталады:

$$\text{Кезінде } a = b \quad h = \frac{ab}{2S(a+b)} = \frac{0.36 \times 0.36}{2 \times 8 \times (0.36 + 0.36)} = 0.011 \text{ м}$$

$$\text{Резеңке қабаттарының саны: } n = \frac{t_p}{h} = \frac{0.12}{0.011} = 11$$

Г.5.4 Сейсмооқшаулағыштарға әсер ететін максималды күшті анықтаймыз:

Сейсмооқшаулағыштары бар тіреулерге арналған балама серіппелердің қаттылығын анықтау:

а) Сегіз сейсмооқшаулағыштың қаттылығымен анықталатын балама серіппе қаттылығы:

1 және 4-тіреулер (тіректер) үшін

$$k_1 = k_4 = 8k_b = 8 \times 1.06 \times 10^6 = 8.48 \times 10^6 \text{ H / м} = 8480 \text{ кН / м}$$

б) Сегіз сейсмооқшаулағыштың майысуы және қаттылығы кезінде аралық тіреудің қаттылығымен (икемділігімен) анықталатын балама серіппе қаттылығы:

$$2 \text{ және } 3\text{-тіреу үшін } \frac{1}{K_2} = \frac{1}{K_3} = \frac{1}{k_2} + \frac{1}{8k_b},$$

мұнда $k_2 = 49.20 \times 10^6 \text{ H / м}$ (осы Оқулықтың Г.4.2 бөлімін қараңыз).

$$K_2 = K_3 = \frac{8k_b k_1}{k_1 + 8k_b} = \frac{8 \times 1.06 \times 10^6 \cdot 49.20 \times 10^6}{49.20 \times 10^6 + 8 \times 1.06 \times 10^6} = \frac{417.2 \times 10^6}{57.68} = 7.23 \times 10^6 \text{ H / м} = 7230 \times 10^3 \text{ кН / м}$$

1 және 4-тіреулердің жоғарғы бөлігіне әсер ететін максималды горизонталь күш:

$$F_1 = F_4 = k_{1(4)} \cdot \Delta_{\max} = 8.480 \times 10^6 \times 0.18 = 1.526 \times 10^6 \text{ H} = 1.526 \times 10^3 \text{ кН}$$

2 және 3-тіреулердің жоғарғы бөлігіне әсер ететін максималды горизонталь күш:

$$F_2 = F_3 = k_{2(3)} \cdot \Delta_{\max} = 7.23 \times 10^6 \times 0.18 = 1.30 \times 10^6 \text{ H} = 1.30 \times 10^3 \text{ кН}$$

Г.5.5 Төменде сейсмооқшауланған көпірдің уақытша облысындағы есептеу нәтижелері берілген. Жер сілкінісі акселерограммалары пиктік жылдамдау 4 м/сек^2 тең болатындай тәсілмен масштабталған.

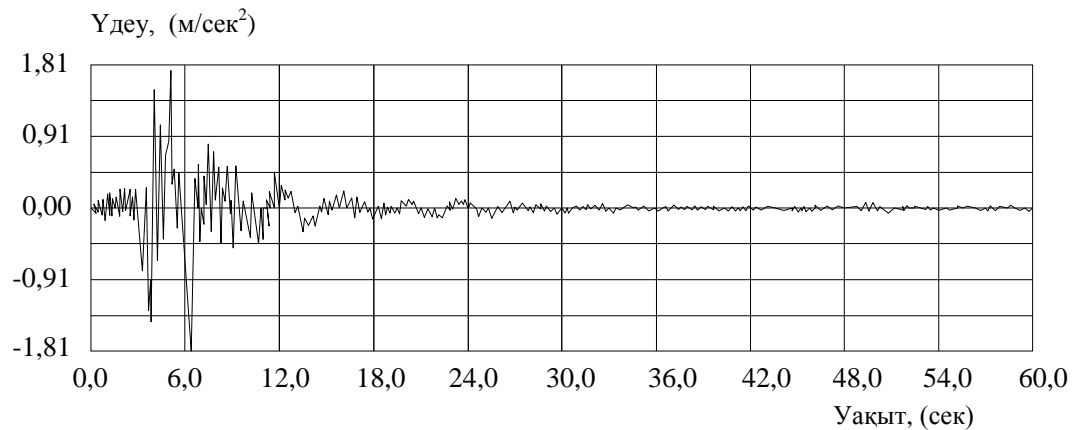
Есептеулер үшін келесі жер сілкіністерінің акселерограммалары қолданылған:

- Northridge earthquake (1994 ж. АҚШ),
- San Fernando earthquake (1966 ж. АҚШ),
- Parkfield earthquake (1966 ж. АҚШ).

Аралық құрылыстың жылдамдау, жылдамдық және жылжу графиктері Г.11, Г.12 және Г.13 суреттерінде берілген.

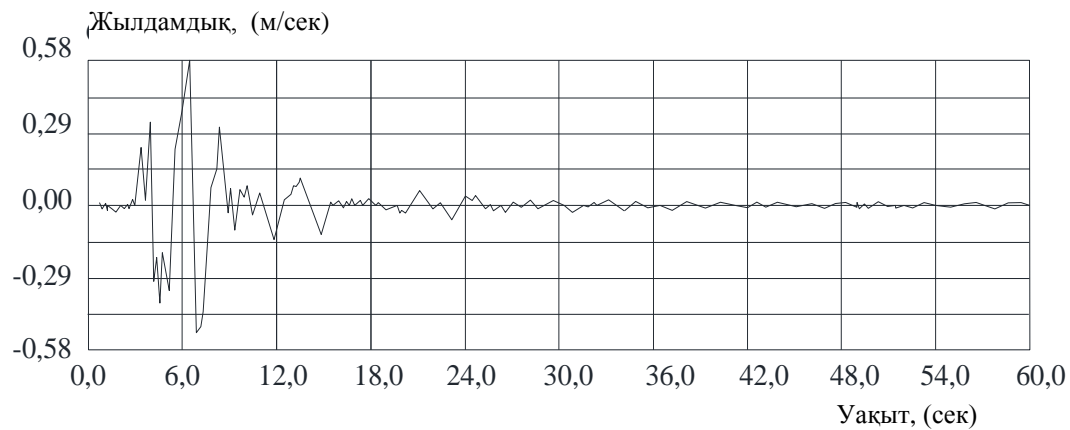
Northridge earthquake

Аралық құрылыстың жылдамдау графигі



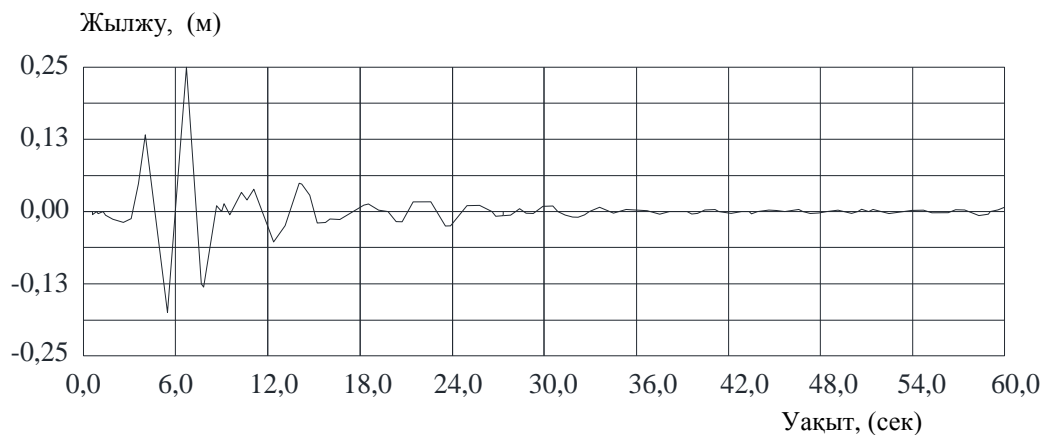
Аралық құрылыстың үдеуінің максималды мәні 1.81 м/сек²

Аралық құрылыстың жылдамдығының графиктері



Аралық құрылыстың жылдамдығының максималды мәні 0.58 м/сек

Аралық құрылыстың жылжу графигі

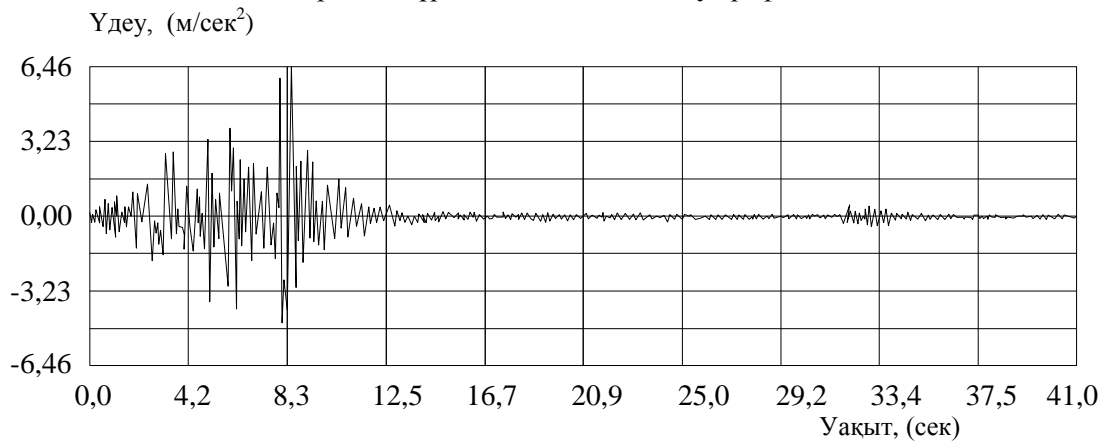


Аралық құрылыстың жылжуының максималды мәні 0.25 м

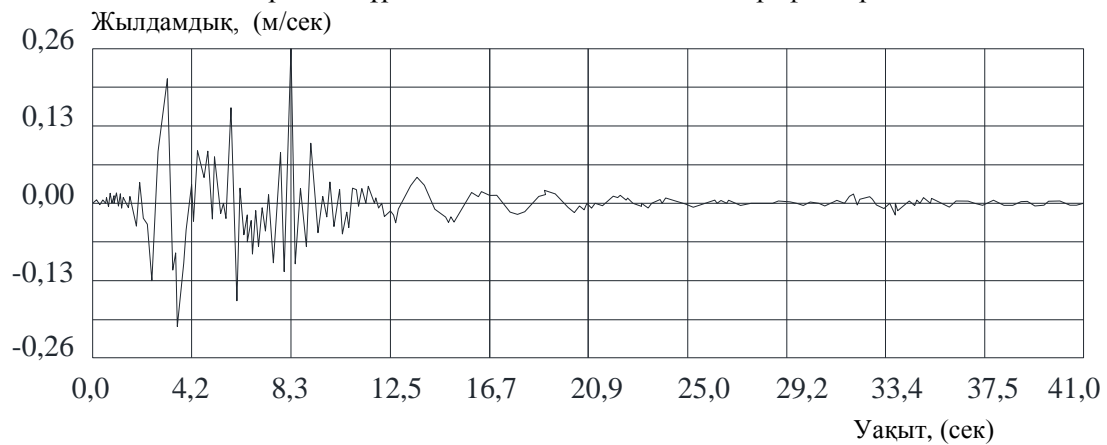
Г.11 суреті - Northridge масштабталған жер сілкінісінің әсері кезіндегі сейсмооқшауланған аралық құрылыстың ауытқу графигі

San Fernando earthquake

Аралық құрылыстың жылдамдау графигі

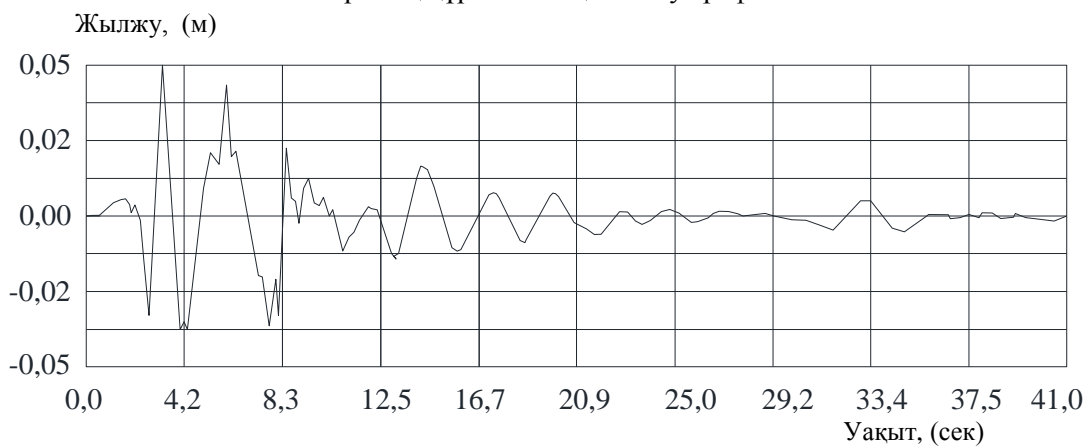
Аралық құрылыстың үдеуінің максималды мәні 6.46 м/сек²

Аралық құрылыстың жылдамдығының графигтері



Аралық құрылыстың жылдамдығының максималды мәні 0.26 м/сек

Аралық құрылыстың жылжу графигі

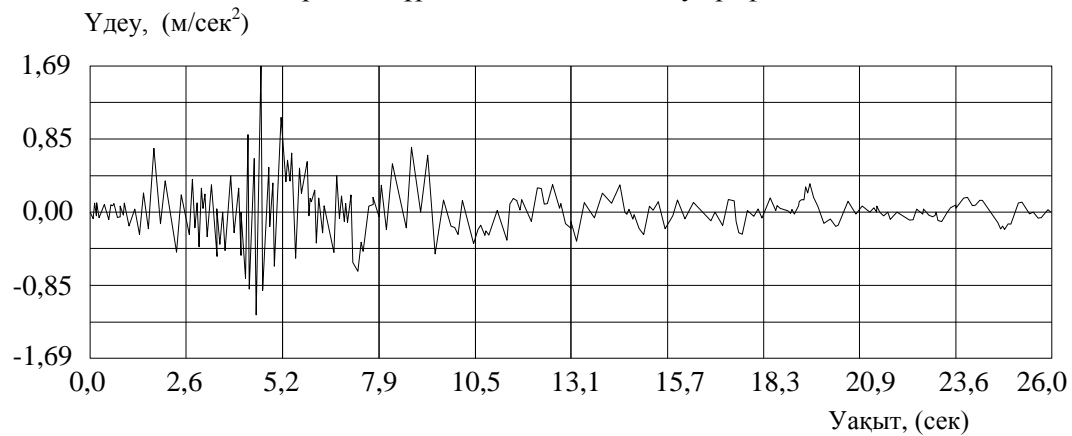


Аралық құрылыстың жылжуының максималды мәні 0.049 м

Г.12-суреті - San Fernando масштабталған жер сілкінісінің әсері кезіндегі сейсмооқшауланған аралық құрылыстың ауытқу графигі

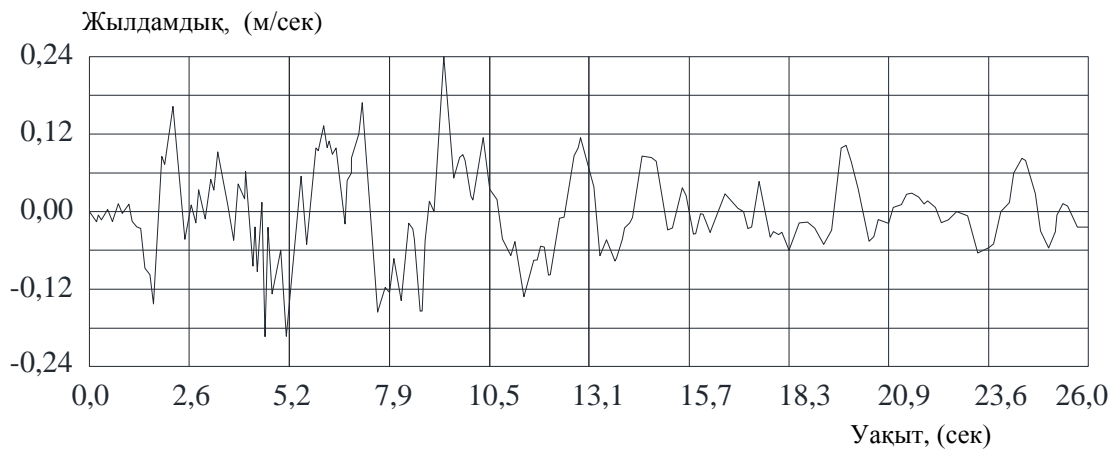
Parkfield earthquake

Аралық құрылыстың жылдамдау графигі



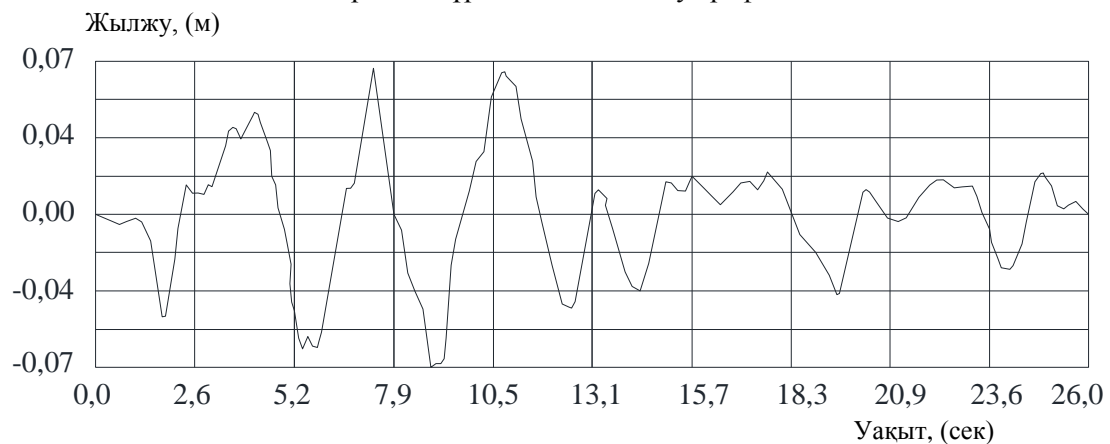
Аралық құрылыстың жылдамдауының максималды мәні 1.69 м/сек²

Аралық құрылыстың жылдамдығының графигері



Аралық құрылыстың жылдамдығының максималды мәні 0.24 м/сек

Аралық құрылыстың жылжу графигі



Аралық құрылыстың жылжуының максималды мәні 0.07 м

Г.13-суреті - Parkfield масштабталған жер сілкінісінің әсері кезіндегі сейсмооқшауланған аралық құрылыстың ауытқу графигі

Г.6 Қалайы ортасы бар резеңке-металл сейсмооқшаулағыштарға ие көпірді есептеу

Г.6.1 Қалайы-резеңке тіреу бөліктері (LRB) цилиндр қалайы ортасы бар әлсіз демпфирленген резеңке қабаттардан тұрады. Қалайы ортасы бар тіреу бөліктері үшін қалайы стерженнің болуына байланысты демпфирлеудің жоғары коэффициентіне ие резеңкелерді қолдануға болмайтындығын айта кеткен жөн. Сондықтан мұндай тірек бөліктерінде ереже бойынша демпфирлеудің әлсіз коэффициентіне ие қарапайым резеңке қолданылады.

Қалайы ортаның аққыштығының арқасында осы құрылғылар бисызықтық аппроксимация түрінде ұсынуға болатын гистерезисті қасиеттерге ие (осы Оқулықтың 5.5-суретін қараңыз).

Г.6.2 Көпірдің сейсмооқшаулағышын жобалаудың ең ыңғайлы әдісі болып сейсмооқшаулағыштардың барлық жиынтығын әр сейсмооқшаулағыштың сипаттамалары мен параметрлерін анықтауға арналған жекелеген тіреу бөліктеріне бөле отырып, бірыңғай жүйе ретінде қарастыру табылады. Мұндай тәсілдің себебі барынша тиімді сейсмооқшаулағышқа демпфирлеу коэффициенті төмен қалайы стержені және сейсмооқшаулағыштары бар сейсмооқшаулағыштар комбинациясын қолдану арқылы қол жеткізілетіндігінде.

Көп құрылысында қолданылатын резеңкенің ығысу модулі $G = 1.0$ МПа. Мұндай тіреу бөліктері үшін критикалықтан 15% тең демпфирлеудің салыстырмалы коэффициентін қабылдаймыз.

Жекелеген сейсмооқшауланған элементтерді тиімді демпфирлеу есептік жылжуға тәуелді болғандықтан, қабылданған және есептік мәндер арасындағы айырмашылық 5% жеткенге және қабылданған мәннен аз болғанға дейін итерациялау процедурасын қолданған жөн.

Демпфирлеу шамасы көп мөлшерде қалайы стерженнің пластикалық деформациясы кезінде энергияның таралуымен анықталады. Қалайы стерженнің аққыштығының кернеуі 10,5 МПа тең.

Г.6.3 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 7.5.2.3.2-тармағына сәйкес есептеулерде қолданылатын бисызықтық аппроксимация параметрлерін анықтаймыз.

Сейсмооқшаулау параметрлерін есептеу кезінде әдетте сейсмооқшауланған объекттің ауытқуының ол қатты тіреулердегі объект ауытқуының кезеңінен шамамен үш есе асып кететіндей етіп таңдалады.

Алдыңғы жағдайдағы сияқты $T=1.5$ секунд есептік кезеңін қабылдайық.

Сейсмооқшаулағыштардағы аралық құрылыстың есептік жылжуын ҚР ҚН EN 1998-1-1:2004/2012 3.2.2.2(5)Р-тармағына сәйкес $S_{De}(T)$ жылжу спектрін қолдану арқылы анықтаймыз, ол келесі өрнек көмегімен $S_e(T)$ жылдамдауындағы серпімді реакциялар спектрін тікелей түрлендіру арқылы алынуы мүмкін:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2$$

$$0.64 \leq T \text{ кезінде } S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0.4 \cdot 1,1 \cdot 2,5 \cdot \eta \left[\frac{0,64}{T} \right] = \frac{0.704}{T} \eta.$$

ҚР НТҚ 08-02.1-2013

Демпфирлеу деңгейінің түзету коэффициенті η төмендегі өрнектің көмегімен ҚР ТЖН 08-01.1-2012 4.2.2.3-тармаққа сәйкес анықталады:

$$\text{егер } T \leq 1,0 \text{ с кезінде: } \eta = \rho;$$

$$\text{егер } T \geq 1,0 \text{ с: кезінде: } \eta = \rho(1/T)^\lambda.$$

ρ және λ мәндері келесі тәсілмен анықталады:

$$\rho = 1 + \frac{0.05 - 0.01 \times \xi}{0.05 + 0.02 \times \xi - 3(0.01 \times \xi)^2} = 1 + \frac{0.05 - 0.01 \times 15}{0.05 + 0.02 \times 15 - 3(0.01 \times 15)^2} = 1 + \frac{-0.1}{0.2825} = 0.65$$

$$\lambda = \frac{0.05 - 0.01 \times \xi}{0.33 + 0.09 \times \xi} = \frac{0.05 - 0.01 \times 15}{0.33 + 0.09 \times 15} = -\frac{0.1}{1.68} = -0.06$$

Жүйенің осы параметрлері үшін келесі шартты қолданған дұрыс:

$$\eta = \rho(1/T)^\lambda = 0.65(1/1.5)^{-0.06} = 0.7$$

$T=1.5$ секунд кезінде $S_e(T)$ жылдамдау спектрінің мәні:

$$S_e(T) = \frac{0.704}{T} \eta = \frac{0.704}{1.5} 0.7 = 0.33$$

Максималды жылдамдау

$$T=1.5 \text{ сек кезінде } a_{\max} = S_e(T) \times g = 0.33 \times 9.81 = 3.24 \text{ м/сек}^2$$

Аралық құрылыстың есептік жылуы d_{bd} $T=1,5$ секунд кезінде $S_{De}(T)$ максималды жылжу спектрінің мәніне тең.

$$d_{bd} = S_{De}(T) = S_e(T) \times g \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 = 3.24 \left[\frac{1.5}{6.28} \right]^2 = 0.184 \text{ м}$$

Қаттылықтың тиімді коэффициенті

$$K_{eff} = m \left[\frac{2\pi}{T} \right]^2 = 1936000 \left[\frac{2 \times 3.14}{1.5} \right]^2 = 33.9 \times 10^6 \text{ Н/м}$$

мұнда $m = 1936000 \text{ кг}$ - аралық құрылыс массасы.

Бір циклге есептелетін энергия саны:

$$E_D = 2\pi K_{eff} d_{bd}^2 \xi_{eff} = 6.28 \times 33.9 \times 10^6 \times 0.184^2 \times 0.15 = 1081 \times 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Циклдік жүктеме әсерімен нөлдік ығысу кезіндегі күш:

$$F_0 = \frac{E_D}{4d_{bd}} = \frac{1081 \times 10^3}{4 \times 0.184} = 1469 \times 10^3 \text{ Н}$$

Алынған мәндер серпімділіктен тыс аққыштықты анықтауға мүмкіндік береді:

$$K_p = K_{eff} - \frac{F_0}{d_{bd}} = 33900 \times 10^3 - \frac{1469 \times 10^3}{0.184} = 33900 \times 10^3 - 7984 \times 10^3 = 25916 \times 10^3 \text{ Н/м}$$

Монотонды жүктеме кезіндегі серпімді қаттылық:

$$K_e \cong 10K_p = 259160 \times 10^3 \text{ Н/м}$$

Аққыштыққа сай келетін жылжу:

$$d_y = \frac{F_0}{9K_p} = \frac{1469 \times 10^3}{9 \times 25916 \times 10^3} = 0.006 \text{ м}$$

Монотонды жүктеме жағдайларындағы аққыштық күші:

$$F_y = d_y \times K_e = 0.006 \times 259160 \times 10^3 = 1555 \times 10^3 \text{ Н}$$

Жекелеген сейсмооқшаулау элементтерін тиімді демпфирлеу d_{bd} есептік жылжуына тәуелді болғандықтан, қабылданған және есеп

Жекелеген сейсмооқшауланған элементтерді тиімді демпфирлеу d_{bd} есептік жылжуға тәуелді болғандықтан, қабылданған және есептік мәндер арасындағы айырмашылық 5% жеткенге және қабылданған мәннен аз болғанға дейін итерациялау процедурасын қолданған жөн.

$$\xi_{eff,1} = \frac{2F_0(d_{bd} - d_y)}{\pi K_{eff} d_{bd}^2} = \frac{2 \times 1469 \times 10^3 (0.184 - 0.006)}{3.14 \times 33.9 \times 10^6 \times 0.184^2} = 0.145$$

Салыстырмалы демпфирлеу параметрінің қабылданған мәні $\xi = 0.15$ мен алынған мән арасындағы айырмашылық 5% кем болады, сондықтан болашақта осыған дейін қабылданған $\xi = 0.15$ мәнін қолданамыз.

Барлық тірек бөліктерінің қалайы ортасының көлденең қималары ауданының сомасын табамыз:

$$A_{pb}^{total} = \frac{F_0}{F_y^{pb}} = \frac{1469 \times 10^3}{10500 \times 10^3} = 0.140 \text{ м}^2$$

Бір ортаның талап етілетін диаметрі:

$$d_{pb} = 2 \sqrt{\frac{A_{pb}^{total}}{n\pi}} = 2 \sqrt{\frac{0.140}{48 \times 6.28}} = 0.074 \text{ м} = 7.4 \text{ см}$$

Стандартты диаметрге ие қалайы орталарды қолдану мүмкін емес болған жағдайда F_0 қайта есептеу жүргізу және болашақта осы мәнді қолдану қажет.

Қалайы орталардың қаттылығы:

$$K_{pb} = \frac{F_0}{d_{bd}} = \frac{1469 \times 10^3}{0.184} = 7984 \times 10^3 \text{ Н / м}$$

Барлық сейсмооқшаулағыштардың резеңкесіне сай келетін қаттылық:

$$K_{rub} = K_{eff} - K_{pb} = 33900 \times 10^3 - 7984 \times 10^3 = 25916 \times 10^3 \text{ Н / м}$$

Бір сейсмооқшаулағыштың резеңке қабаттарымен анықталатын қаттылығы

$$k_{rub} = \frac{K_{rub}}{32} = \frac{25916 \times 10^3}{32} = 810 \times 10^3 \text{ Н}$$

Тіреу бөліктерін таңдау үшін аралық тіреулерге түсірілетін қысымды анықтаймыз

$$T_{on} = m \times g \times \frac{l_1 + l_2}{2} = \frac{16.5 \times 10^3 \times 9.81 \times (37.5 + 42.0)}{2} = 6434 \times 10^3 \text{ Н} = 6434 \text{ кН}$$

Тіреу бөлігіне түсірілетін қысым

$$T_b = \frac{T_{on}}{8} = \frac{6434}{8} = 804 \text{ кН}$$

Тіреу бөліктері ретінде 5.1-кестегеді келесі параметрлерге ие тіреу бөліктерін таңдаймыз: $a=b=330$ мм, ауданы $A=109032$ мм², резеңкенің бір қабатының қалыңдығы 6.5 мм, максималды вертикаль жүктеменің шамасы 796 кН. Жағдайлардағы айырмашылық 1% құрайды.

Барлық сейсмооқшаулағыштардың толық көлденең қимасы:

$$A_{rub} = n \times A = 32 \times 0.109032 = 3.49 \text{ м}^2$$

Резеңке қабаттардың қажетті толық қалыңдығын тауып аламыз:

$$t_{rub} = \frac{GA_{rub}}{K_{rub}} = \frac{10^6 \times 3.49}{25916 \times 10^3} \approx 0.134 \text{ м}$$

$$\text{Резеңке қабаттарының саны: } n_{rub} = \frac{t_{rub}}{t_{1,rub}} = \frac{0.134}{0.0065} = 20.6 \approx 21$$

Г.6.4 Бисызықтық аппроксимация үшін көпірді есептеуге арналған параметрлер:

$d_y = 0.006 \text{ м}$ - аққыштыққа сай келетін жылжу;

$d_{bd} = 0.184 \text{ м}$ - аралық құрылыстың есептік жылжуына сай келетін оқшаулағыштың есептік жылжуы;

$E_D = 1081 \times 10^3 \text{ Н} \times \text{м}$ - $4(F_y d_{bd} - F_{\max} d_y)$ тең гистерезистің ілмегіне салынатын ауданға тең есептік жылжу d_{bd} кезіндегі бір циклдегі таралған энергия;

$F_y = 1555 \times 10^3 \text{ Н}$ - монотонды жүктеме жағдайындағы аққыштық күші;

$F_0 = 1469 \times 10^3 \text{ Н}$ - $F_y - K_p d_y$ тең циклдік жүктеме әсерімен нөлдік жылжу кезіндегі күш;

$F_{\max} = K_{eff} \cdot d_{bd} = 33.9 \times 10^6 \cdot 0.184 = 6.24 \times 10^6 \text{ Н}$ - есептік жылжуға d_{bd} сәйкес келетін максималды күш;

$K_e \cong 10 K_p = 259160 \times 10^3 \text{ Н / м}$ - F_y / d_y тең, сондай-ақ циклдік жүктеу кезіндегі жүктеу қаттылығына тең серпімді қаттылық;

$K_p = 25916 \times 10^3 \text{ Н/м}$ - $(F_{\max} - F_y) / (d_{bd} - d_y)$ тең серпімдік шегінен тыс (қатысты) қаттылық.

$K_{eff} = 33.9 \times 10^6 \text{ Н / м}$ - қаттылықтың тиімді коэффициенті.

ҚР ҚН EN 1998-1:2004/2012 сәйкес сейсмооқшаулағыш энергиясының диссипациясын есепке алатын бисызықтық модельге балама сызықтық әдісті қолдануға болады.

Г.6.5 Сызықтық аппроксимация үшін қолданылатын көпір есептеулеріне арналған параметрлер:

Бұл жағдайда есептеулер үшін үш параметр қолданылады:

$m = 1936000 \text{ кг}$ - аралық құрылыс массасы,

$K_{eff} = 33.9 \times 10^6 \text{ Н / м}$ - қаттылықтың тиімді коэффициенті,

$\xi = 0.15$ - балама тұтқыр демпфирлеу («тиімді демпфирлеу» ξ_{eff})

Г.6.6 Екі модельді қолданып алынған есептеулердің нәтижелерін салыстыру үшін: сызықтық және бисызықтық, пиктік жылдамдауы 4 м/сек^2 тең жер сілкінісінің уақытша облысындағы көпір есептеулерін орындаймыз және $T=1.5$ секунд кезіндегі жылжу спектрінің мәні 0.184 м тең.

Осы мақсатта жер сілкінісі акселерограммаларының жинағынан параметрлері осы шарттарға сәйкес келетін акселерограмма таңдалады. Таңдалған акселерограмма жылдамдаудың максималды мәні 4 м/сек^2 тең болатындай тәсілмен масштабталады.

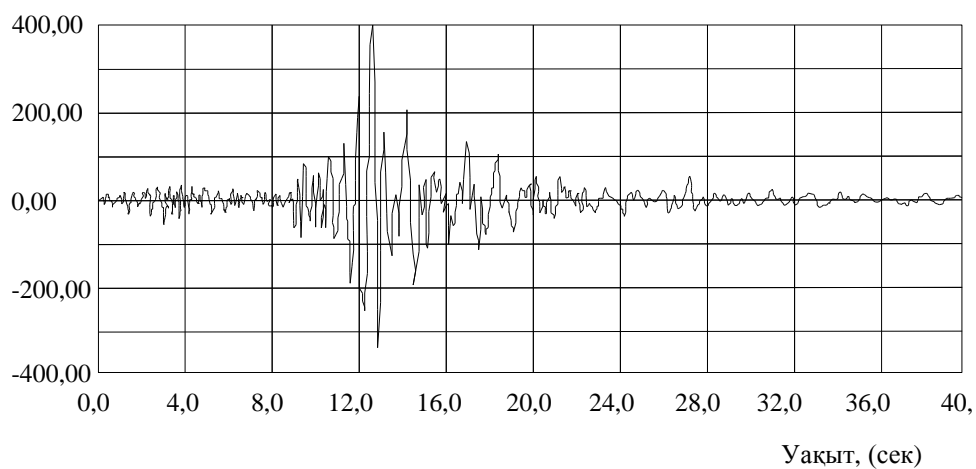
Осыдай шарттарды Loma Prieta жер сілкінісі (1994 жылғы 17 қаңтар) қанағаттандырады.

Масштабталған акселерограмма, велосиграмма және топырақтың вертикаль жылжуының функциясы Г.14 суретінде берілген.

Жылжулар мен жылдамдаулар жауабының спектрлері Г.15 суретінде берілген.

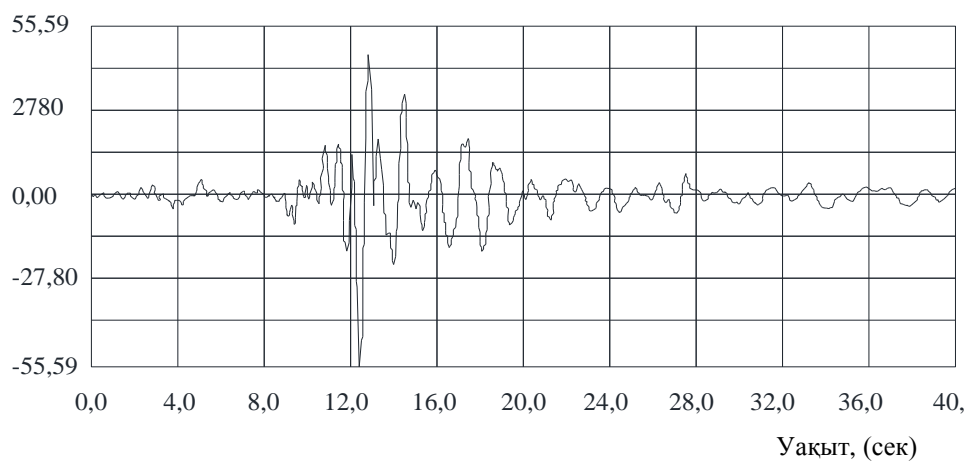
Loma Prieta earthquake

Топырақтың жылжуының графигі

Үдеу, (см/сек²)

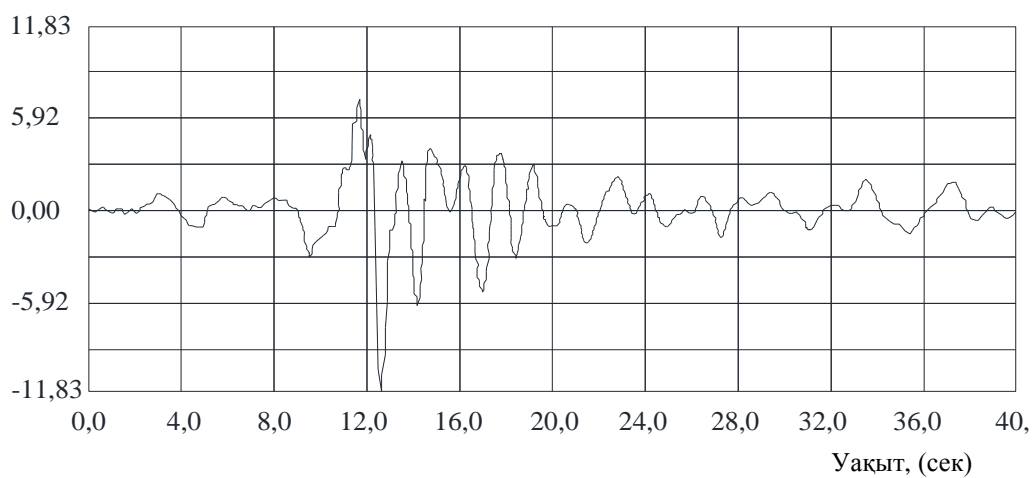
Топырақ жылдамдығының графигі

Жылдамдық, (см/сек)

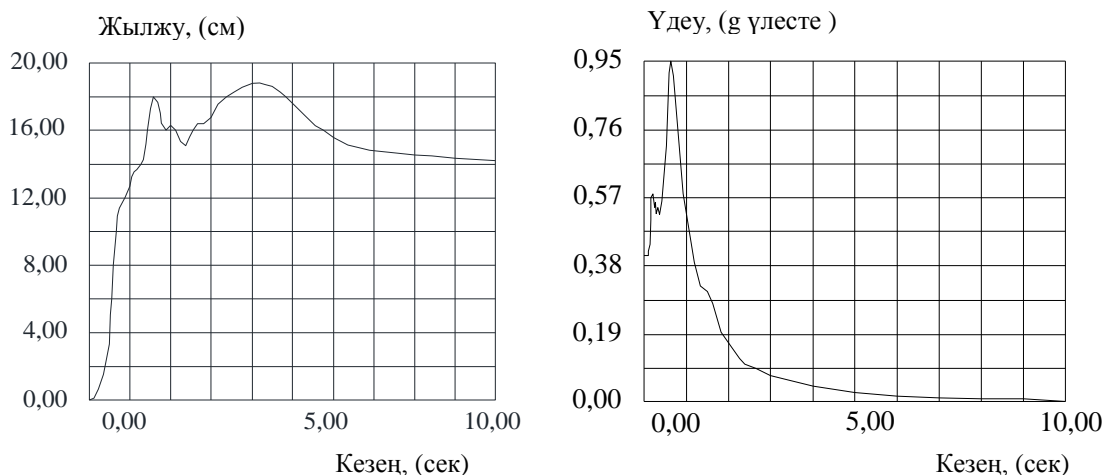


Топырақтың жылжу графигі

Жылжу, (см)



Г.14 суреті - Loma Prieta масштабталған жер сілкінісі әсері кезіндегі топырақтың ауытқуының графиктері



Жауаптар спектрлері демпфирлеудің $\xi = 0.15$ салыстырмалы коэффициенті кезінде есептелген

Г.15-суреті - Loma Prieta жер сілкінісі әсері кезіндегі жылжу мен жылдамдау жауаптарының спектрлері

$T=1.5$ секунд кезіндегі жылжу спектрі мәнінің 0.18 м тең екендігін атап өтейік.

Г.6.7 Аралық құрылыстың сызықтық және бисызықтық модельдерді қолданып тікелей интегралдау жолымен алынған графиктері Г.16 және Г.17 суреттерінде берілген.

Г.6.8 ҚР ҚН EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 3.2.3-тармағының талаптарына сәйкес сызықтық емес есептеулерді орындау кезінде уақытша облыста топырақ қозғалысы теңдіктері компоненттерінің кемінде үш жұбы қолданылуы тиіс. Осы жұптар магнитудаларды, есептік сейсмикалық әсерді анықтайтын көз бен параметрлерге дейінгі арақашықтықты көрсете отырып, тіркелген оқиғалар қатарынан таңдалуы тиіс.

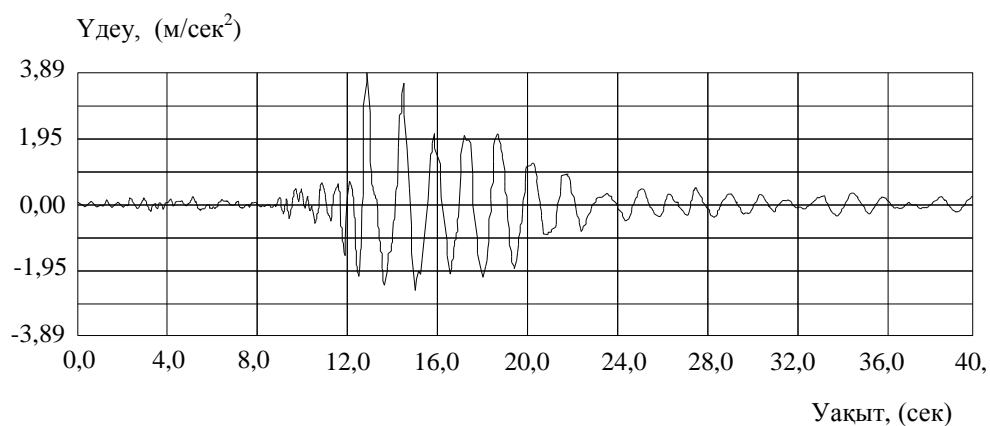
Г.6.9 Loma Prieta масштабталған жер сілкінісінің әсері кезінде аралық құрылыстың жылдамдауының, жылдамдығының және жылжуының максималды мәндерін салыстыру сызықтық әдісті қолданып алынған мәндердің бисызықтық модельді қолданып алынған нәтижелерден асып кететіндігін көрсетті.

Бір жерсілкінісінің есептеулерін қолдану кезінде алынған есептеулерді кез келген әсерлерге таратуға болмайтын болғанымен, жалпы алғанда сызықтық жүйе айтарлықтай консервативті болып табылады және сондықтан оны беріктіктің үлкен қорын қамтамасыз ететін нәтижелер алу үшін қолдануға болады.

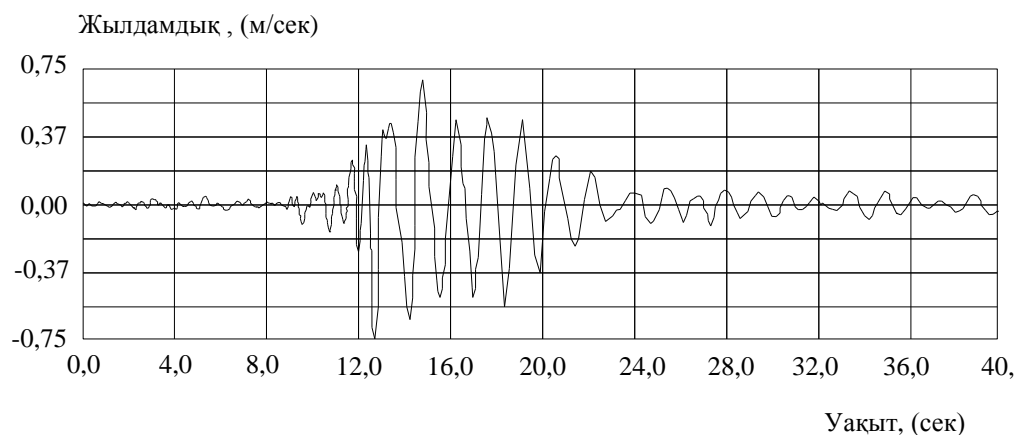
Бүгінгі таңда сызықтық емес жүйелерді есептеуге мүмкіндік беретін бағдарламалық кешендер бар, сондықтан сызықтық жүйелерді жобалаудың алдын ала кезеңдерінде қолдануға ұсынуға болады.

Loma Prieta earthquake

Аралық құрылыстың ауытқуы кезіндегі жылдамдау графигі

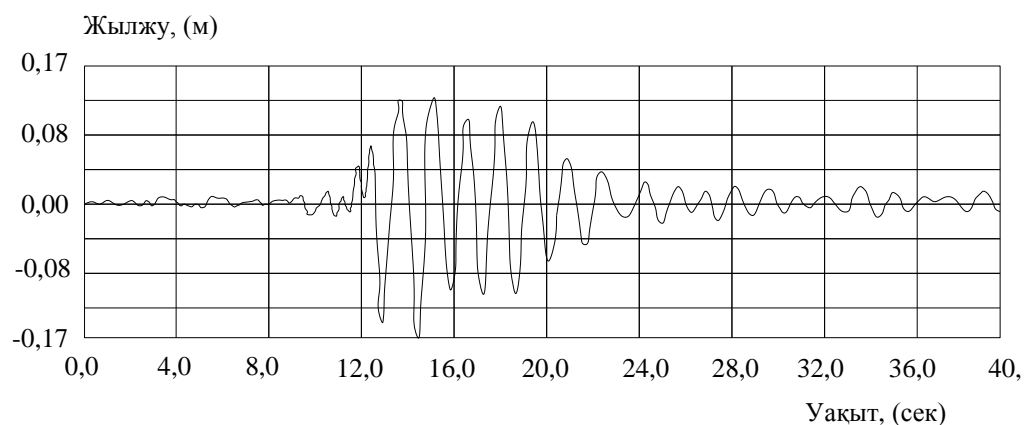
Аралық құрылыстың үдеуінің максималды мәні 3.89 м/сек²

Аралық құрылыстың ауытқуы кезіндегі жылдамдық графигі



Аралық құрылыстың жылдамдығының максималды мәні 0.75м/сек

Аралық құрылыстың жылжу графигі

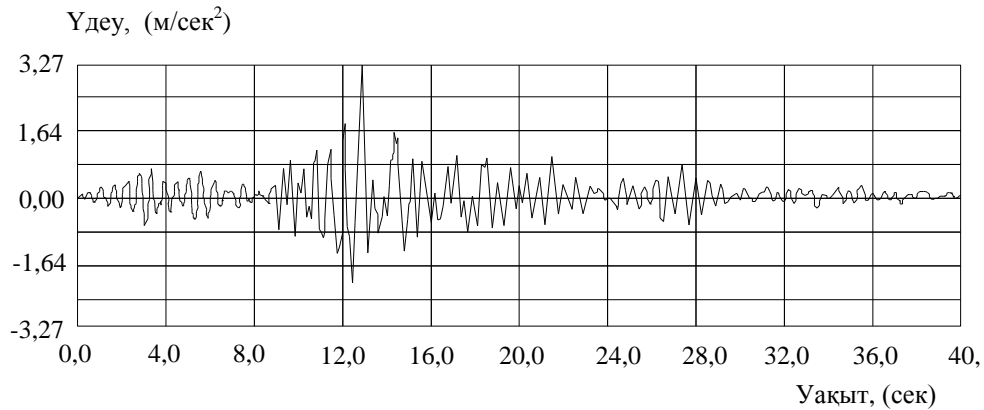


Аралық құрылыстың жылжуының максималды мәні 0.17 м

Г.16-суреті - Сызықтық модельді қолданып алынатын Loma Prieta масштабталған жер сілкінісі әсері кезіндегі аралық құрылыс ауытқуының графигі

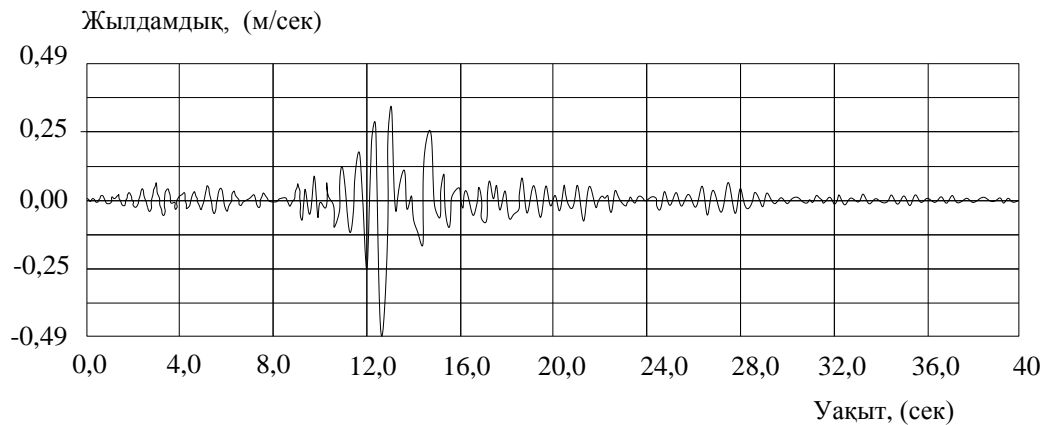
Loma Prieta earthquake

Аралық құрылыстың үдеу графигі



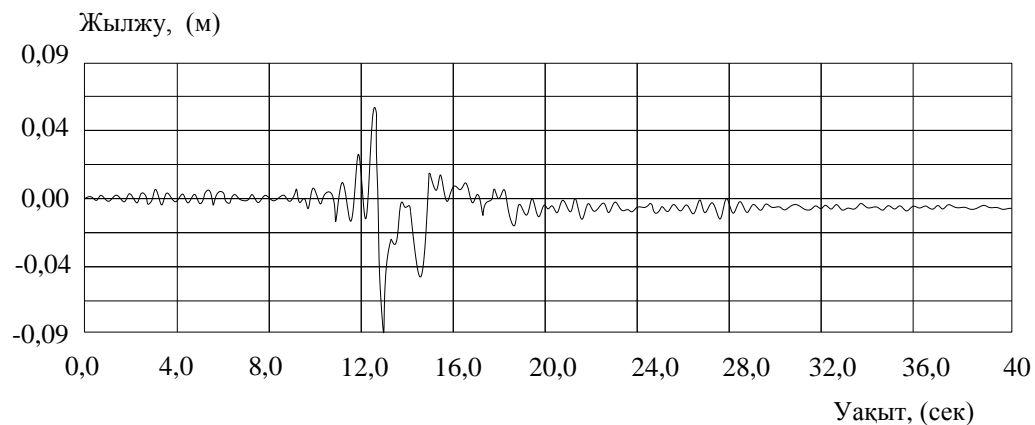
Аралық құрылыстың үдеуінің максималды мәні 3.27 м/сек²

Аралық құрылыстың жылдамдығының графиктері



Аралық құрылыстың жылдамдығының максималды мәні 0.49м/сек

Аралық құрылыстың жылжу графигі

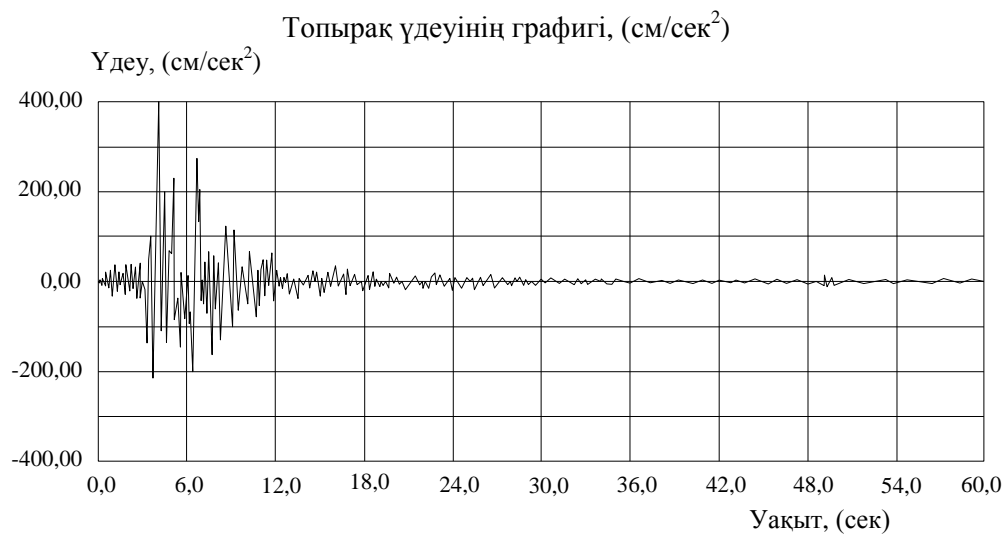


Аралық құрылыстың жылжуының максималды мәні 0.09 м

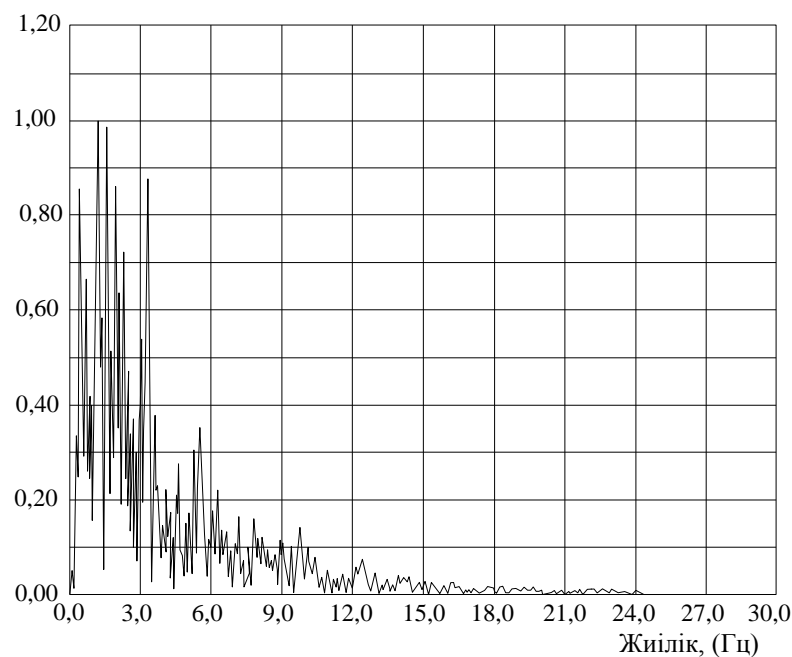
Г.17 суреті - Бисызықтық модельді қолданып алынатын Loma Prieta масштабталған жер сілкінісі әсері кезіндегі аралық құрылыс ауытқуының графигі

Г.7 Northridge масштабталған жер сілкінісінің сипаттамалары

Г.7.1 Сейсмооқшаулайтын құрылғыларды таңдау кезінде жобалаушылар үшін акселерограммалар, велосиграммалар функциялары және топырақтың жылжуы, сонымен қатар олардың спектрлері сияқты ықтимал және синтезирленген жер сілкіністерінің сипаттамалары пайдалы болуы мүмкін. Мысал ретінде төменде 1994 жылы АҚШ-та орын алған Northridge жер сілкінісін сипаттайтын функциялар берілген. Г.18, Г.19 және Г.20 суреттерінде есептеулерде қолданылған жылжу, жылдамдау, жылдамдық графиктері және Northridge масштабталған жер сілкінісінің Фурье амплитудалық спектрлері берілген. Масштабталған акселерограмманың жылдамдауының максималды мәні 400см/сек^2 тең қабылдануы тиіс.

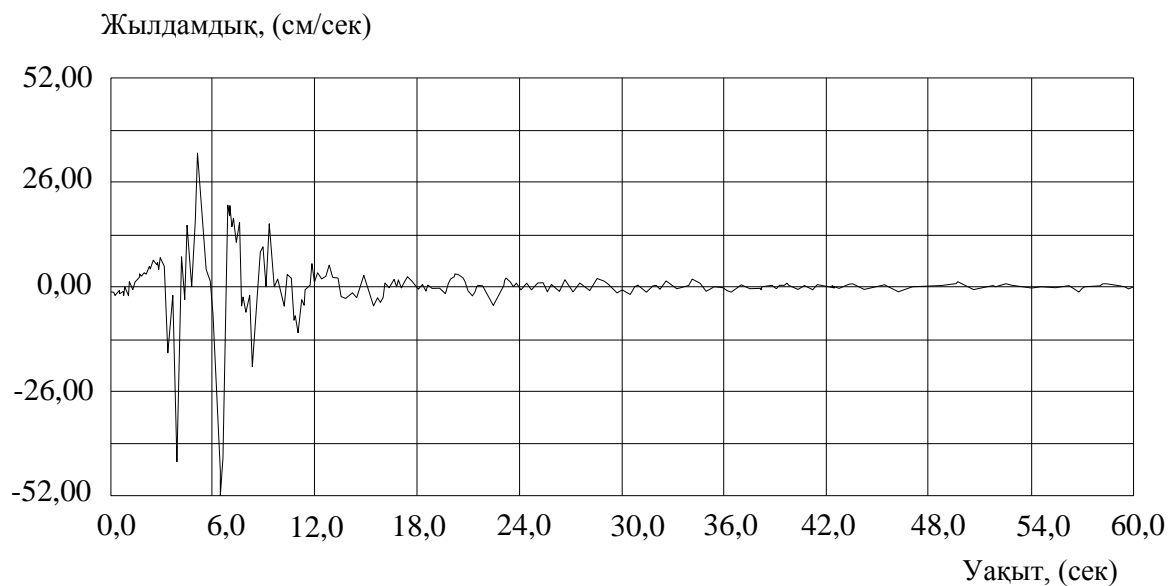


Үдеудің максималды мәні 400 см/сек^2
 Уақыт 4.10 сек

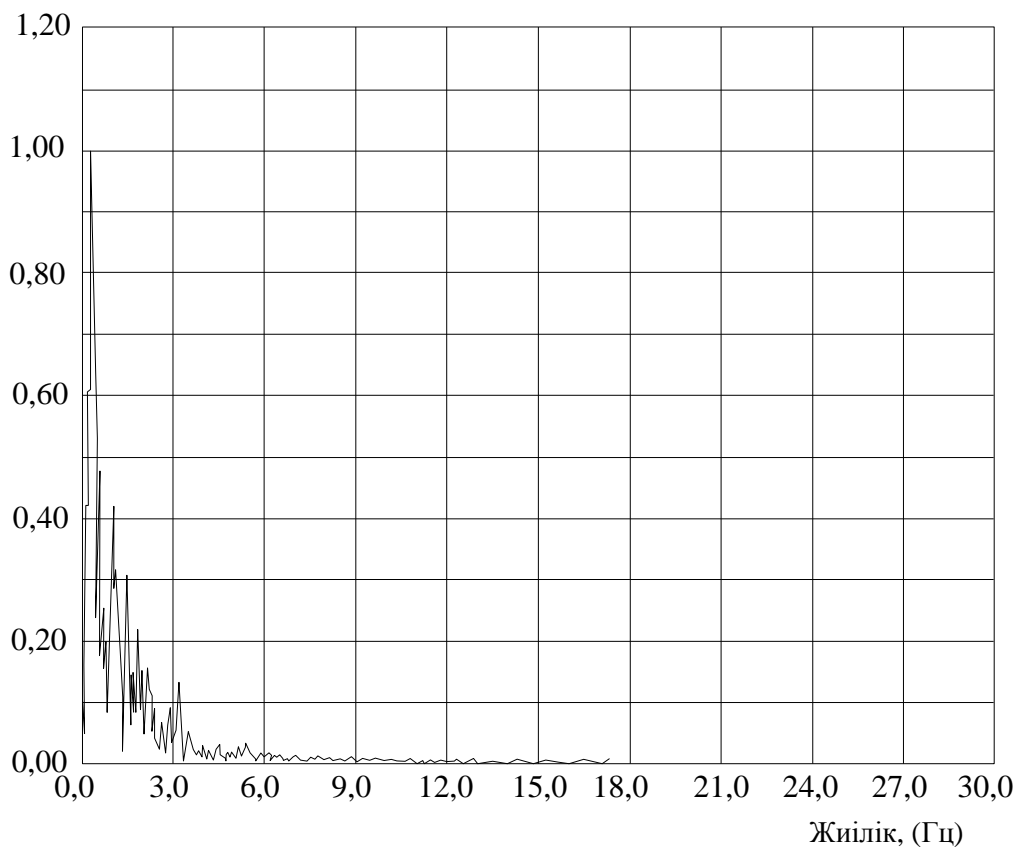


Г.18-суреті – Northridge жер сілкінісінің масштабталған акселерограммасы және оның Фурье амплитудалық спектрі

Топырақ жылдамдығының графигі (см/сек)

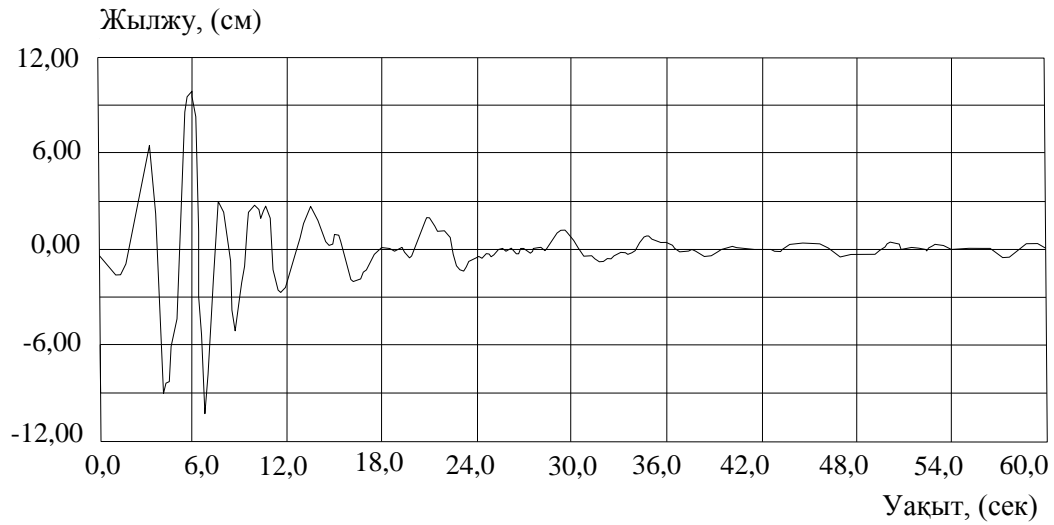


Жылдамдықтың максималды мәні	51.93 см/сек
Уақыт	6.50 сек

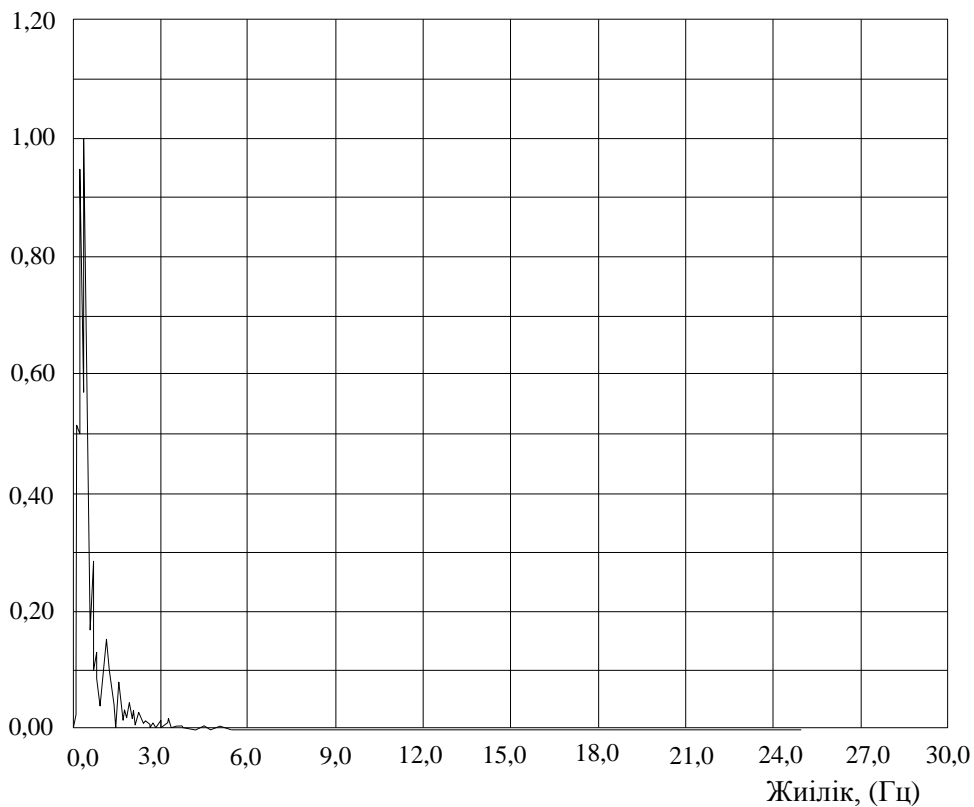


Г.19-суреті – Northridge жер сілкінісінің әсері кезіндегі велосиграмма және Фурье амплитудалық спектрі

Топырақ бетінің жылжу функциясының графигі, (см)



Жылдамдықтың максималды мәні	10.27 см
Уақыт	6.78 сек



Г.20 суреті – Northridge жер сілкінісінің әсері кезіндегі топырақтың жылжу функциясы және Фурье амплитудалық спектрі

Фурье амплитудалық спектрі жер сілкінісінің басым гармоникасын анықтауға мүмкіндік береді, бұл есептеудің алдын ала кезеңінде конструкцияны ол ықтимал жер сілкінісіне аз мөлшерде әсер ететіндей тәсілмен өзгертуге болатынын анықтауға мүмкіндік береді.

Д ҚОСЫМШАСЫ

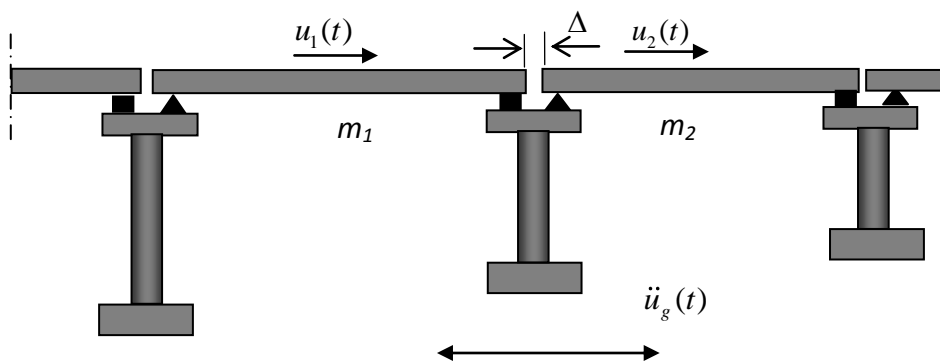
(ақпараттық)

Негізгі ауытқу түрін қолдану арқылы салыстырмалы орын ауыстыру спектрлерін салу мысалы

Д.1 Салыстырмалы орын ауыстырулар коэффициентін құру үшін $T_1 > T_2$ болатындығын болжай отырып, салыстырмалы орын ауыстырулар спектрін $\Delta S_D(T_1, T_2)$ және 1-жүйе үшін $S_D(T_1)$ орын ауыстыру спектрін есептеу керек (Д.1-сурет).

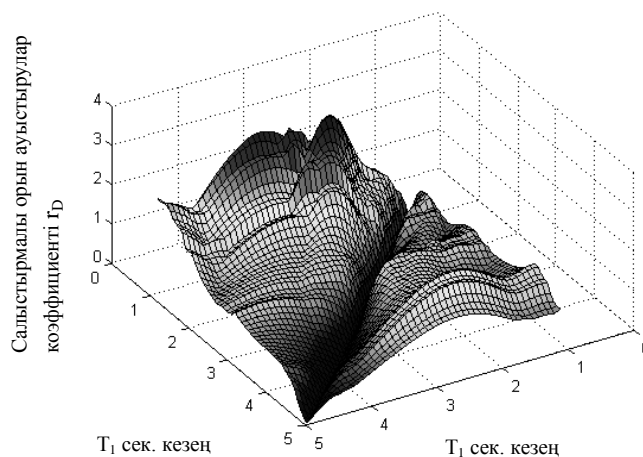
Д.2 Салыстырмалы орын ауыстырулар коэффициенті жоғарыда белгіленгендей келесі формуламен анықталады:

$$r_D = \frac{\Delta S_D(T_1, T_2)}{S_D(T_1)} \quad (\text{Д.1})$$



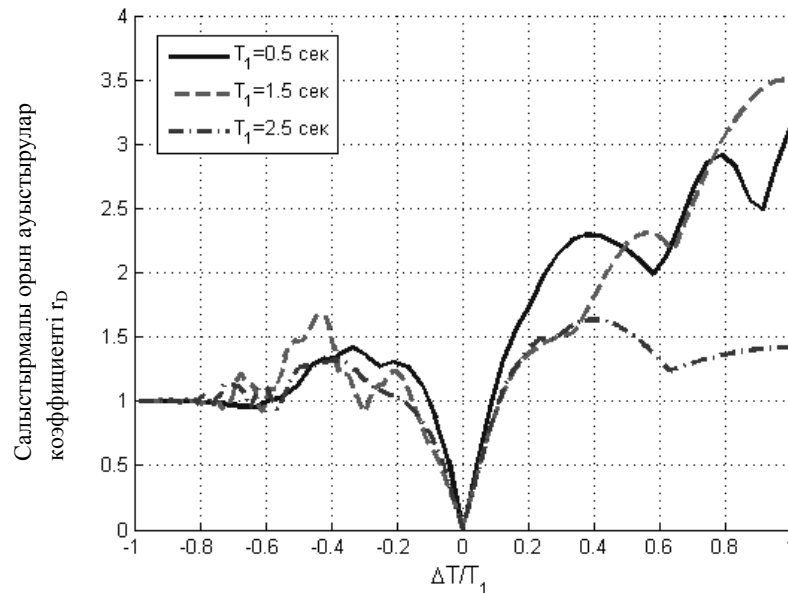
Д.1-сурет – Іргелес аралық құрылыстың схемасы

Д.3 Д.2-суретте (Д.1) формуласы бойынша есептелген салыстырмалы орын ауыстырулар коэффициентінің r_D мәндері көрсетілген.



Д.2-сурет - r_D салыстырмалы орын ауыстырулар коэффициентінің графигі,
 $\zeta_1 = \zeta_2 = 0,05$, $r_G = 1$ кезінде El Centro жер сілкіну

Д.4 Д.3-суретте r_D коэффициентінің El Centro жер сілкіну әсері кезіндегі аралық құрылыстың жеке тербелістері кезеңдерінің $\Delta T/T_1$ нормаланған айырмасына тәуелділігі көрсетілген.



Д.3-сурет - r_D салыстырмалы орын ауыстырулардың $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.05$, $r_G = 1$ болғанда El Centro жер сілкінуі кезінде аралық құрылыстардың жеке тербелістері кезеңдерінің $\Delta T/T_1$ айырмасына тәуелділік коэффициентінің графигі

Д.5 $\Delta T/T_1 = 0$ мәндері кезінде r_D параметрі нөлге тең және нормаланған айырманы $\Delta T/T_1$ ұлғайтқанда немесе азайтқан кезде ұлғаяды. Егер $T_1 > T_2$ болады деп болжайтын болсақ, онда максималды орын ауыстырулар спектрі $S_D(T_1)$ көп жағдайларда $S_D(T_2)$ көп болады. Осылайша, (Д.1) формуласы екі жүйенің салыстырмалы орын ауыстыруларының үлкен мәнімен салыстырғанда салыстырмалы орын ауыстырулардың ұлғаюын немесе кемуін көрсетеді.

БИБЛИОГРАФИЯ

- [1] The Seismic Design Handbook, Farzad Naeim, Zhonghi Shi; Kluwer Academic Publishers, Springer, 2001.
- [2] Newmark, N.M. and Hall, W.J., “Earthquake Spectra and Design,” Eathquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1982.
- [3] Suehiro K. A seismic analyze and the records obtained therein. Bulletein of the Eathquake Research Institute-Univercity of Tokyo 1926; 1:59-64.
- [4] Nazzal S. Armoutti, PH.D., P.E. Earthquake Engineering Theory and Implementation US, 2008.
- [5] Robert Ivan Skinner. An introduction to seismic isolation. John Wiley & Sons 64.
- [6] Dynamic Isolation System, Force Control Bearings for Bridges – Seismic isolation Design Rev. 4, Lafayette, CA, Otc. 1994.
- [7] Mostghel N. and Khodaverdian, M. (1987) “Response sliding structures to earthquake support motion”. Earthquake Engineering and structural dynamics, vil. 11,729-748.
- [8] AASHTO (1991) “Guide specification for seismic isolation design”, American Association of State Highway and Transport Officials, Washington DC.
- [9] Курбацкий Е.Н. Көпірлерге арналған сейсмооқшаулағыш құрылғылар— Москва, 2010.

ӘОЖ 924.94.014:699.841

МСЖ 93.040

Түйін сөздер: жер сілкіну ошағы, көпірлердің сейсмикалық төзімділігі, шекті күйлері, залал, көтергіш қабілеттігі, икемділік, жергілікті икемділік, конструкциялау, реакция спектрі, есептеу, модельдеу, демпфирлеу, икемділік топса, динамикалық талдау, беріктік, орнықтылық, арматуралау, тіректер, іргетас, сейсмооқшауландырғыш, эластомерлі тірек бөліктері, техникалық

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	VI
1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	1
1.1 Область применения	1
1.2 Нормативные ссылки.....	2
1.3 Термины и определения	2
1.4 Символы и условные обозначения.....	7
1.5 Международная система единиц СИ.....	9
2 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ И КРИТЕРИИ СООТВЕТСТВИЯ.....	10
2.1 Расчетное сейсмическое воздействие	10
2.1.1 Базовое представление сейсмического воздействия.....	10
2.2 Основные требования	11
2.2.1 Общие положения	11
2.2.2. Требование по отсутствию разрушений (критическое предельное состояние).....	12
2.2.3 Требования по минимизации повреждений (ущерба)	12
2.3 Критерии соответствия	13
2.3.1 Общие положения.....	13
2.3.2 Типы поведения сооружений при сейсмическом воздействии.....	13
2.3.2.1 Общие положения.....	13
2.3.2.2 Податливое поведение	14
2.3.2.3 Ограниченное податливое поведение	15
2.3.3 Проверка прочности.....	15
2.3.4 Расчет несущей способности.....	15
2.3.5 Соединения — Контроль смещений — Конструирование.....	16
2.3.5.1 Эффективная жесткость – Перемещение при расчетном сейсмическом воздействии	16
2.3.5.2 Соединения	18
2.3.5.3 Контроль смещений – Конструирование	19
2.3.6 Упрощенный критерий.....	20
2.4 Концепции проектирования	20
3 КОНЦЕПЦИЯ СЕЙСМОИЗОЛЯЦИИ И ТРЕБОВАНИЯ К СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИМ УСТРОЙСТВАМ.....	21
3.1 Общие положения	21
3.2 Основная концепция сейсмоизоляции.....	22
3.3 Критерии соответствия	23
3.4 Назначение и требования к сейсмоизолирующим устройствам.....	24
4 СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ	24
4.1 Характеристики движения поверхности грунта при сейсмических воздействиях, необходимые для расчёта сооружений на сейсмостойкость.....	24
4.2. Спектры реакций (ответов)	26
4.3 Расчетные спектры для упругого анализа.....	30

4.4 Представление сейсмического воздействия во временной области.....	31
5 СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИЕ УСТРОЙСТВА.....	32
5.1 Основные типы современных сейсмоизолирующих устройств.....	32
5.2 Резинометаллические эластомерные опорные части.....	33
5.3 Опорные части из натуральной или синтетической резины с малым коэффициентом демпфирования.....	33
5.4 Опорные части из натуральной резины с большим коэффициентом демпфирования.....	34
5.5 Резинометаллические опорные части со свинцовым стержнем (из натуральной или синтетической резины с малым коэффициентом демпфирования).....	35
5.6 Расчетные характеристики резинометаллических опорных частей	38
5.7 Фрикционные опорные части.....	43
5.8 Фрикционно-маятниковые сейсмоизолирующие опорные части.....	46
6 МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИХ УСТРОЙСТВ.....	48
6.1 Линейная математическая модель резинометаллических опорных частей из натуральной и синтетической резины.....	48
6.2 Методика определения линейных характеристик резинометаллических опорных частей с использованием билинейной петли гистерезиса.....	50
6.3 Математическая модель фрикционно-маятниковых опорных частей.....	52
6.4 Механическая модель фрикционно-маятниковых опорных частей.....	53
6.5 Линейная модель фрикционно-маятниковой опорной части.....	54
6.5.1 Идеализированная петля гистерезиса.....	54
6.5.2 Эквивалентные линейные характеристики фрикционно-маятниковой опорной части.....	55
6.6 Механико-математическая модель фрикционной опорной части.....	55
7 ДЕМПФИРУЮЩИЕ УСТРОЙСТВА.....	56
7.1 Общие сведения	56
7.2 Демпфирующие свойства конструкций	56
7.3 Типы демпфирующих устройств.....	58
7.3.1 Гидравлические демпферы.....	58
7.3.2 Вязкоупругие демпферы.....	59
7.3.3 Демпферы, использующие текучесть металла.....	60
7.3.4 Сталебетонные раскосы без сцепления металла с бетоном.....	61
8 МОДЕЛИРОВАНИЕ И МЕТОДЫ РАСЧЁТА СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННЫХ МОСТОВ.....	63
8.1 Общие положения	63
8.2 Условия применения методов расчета	64
8.3 Методы расчета	64
8.3.1 Спектральный метод с использованием основной формы колебаний	64
8.3.2 Мультимодальный спектральный анализ	68
8.4 Расчет во временной области	69
8.5 Вертикальная составляющая сейсмического воздействия	69
8.6 Примеры моделирования сейсмоизолированных конструкций	69

8.6.1 Мост с пролетным строением на упруго вязких сейсмоизоляторах.....	69
8.6.2 Оценка влияния демпфирующих элементов на реакции конструкций на сейсмические воздействия	72
8.7 Моделирование взаимодействия опор с грунтовым основанием.....	73
9 ТРЕБОВАНИЯ К СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИМ УСТРОЙСТВАМ	
ДЛЯ МОСТОВ	73
9.1 Общие положения	73
9.2 Требование по отсутствию разрушений (критическое предельное состояние)	74
9.3 Требования по минимизации повреждений (ущерба)	75
9.4 Специальные требования к изолирующей системе	75
9.4.1 Восстановительная способность в поперечном направлении	75
9.4.2 Ограничение поперечных перемещений на сейсмоизолирующем устройстве	78
9.5 Требования к устройствам, передающим ударную нагрузку	79
10 ПРОВЕРКА НАДЕЖНОСТИ СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННОЙ КОНСТРУКЦИИ	80
10.1 Расчетное сейсмическое воздействие	80
10.2 Учет изменения сейсмических воздействий в пространстве	81
10.3 Сейсмоизолирующая система	84
10.4 Нижнее и верхнее строения	87
11 УЧЁТ ИЗМЕНЧИВОСТИ РАСЧЕТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК	
СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИХ ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ	89
11.1 Факторы, вызывающие изменение расчетных характеристик	89
11.2 Оценка изменений расчетных характеристик	90
12 РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОЦЕНКЕ ХАРАКТЕРИСТИК	
СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИХ УСТРОЙСТВ ОПЫТНЫМ ПУТЕМ	91
12.1 Общие положения	91
12.2 Область применения	91
12.3 Испытания опытных образцов	92
12.3.1 Общие положения	92
12.3.2 Последовательность испытаний	92
12.3.3 Определение характеристик сейсмоизолирующих устройств	93
12.3.3.1 Параметры зависимости сила-перемещение	93
12.3.3.2 Характеристики демпфирования	94
12.3.3.3 Адекватность системы	94
12.4 Испытания на износ и температурные воздействия	95
12.4.1 Испытания на износ и усталость	95
12.4.2 Испытания при низкой температуре	95
13 ОЦЕНКА МАКСИМАЛЬНЫХ СМЕЩЕНИЙ СМЕЖНЫХ	
ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННЫХ	
МОСТОВ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ	96
13.1 Вводные замечания	96
13.2 Относительные спектры максимальных перемещений пролетных строений мостов	96

13.3 Заключение	98
ПРИЛОЖЕНИЕ А (<i>информационное</i>) РЕАКЦИЯ СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПРИ ИСПОЛЬЗОВАНИИ СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИХ УСТРОЙСТВ.....	99
ПРИЛОЖЕНИЕ Б (<i>информационное</i>) СПЕКТРЫ ФУРЬЕ УСКОРЕНИЙ КОЛЕБАНИЙ ГРУНТА	104
ПРИЛОЖЕНИЕ В (<i>информационное</i>) ПРИМЕРЫ РАСЧЁТА МОСТОВ БЕЗ СЕЙСМОИЗОЛЯЦИИ СПЕКТРАЛЬНЫМ МЕТОДОМ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ОСНОВНОЙ ФОРМЫ КОЛЕБАНИЙ.....	108
ПРИЛОЖЕНИЕ Г (<i>информационное</i>) ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА МОСТОВ БЕЗ СЕЙСМОИЗОЛЯТОРОВ И С СЕЙСМОИЗОЛЯТОРАМИ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ОСНОВНОЙ ФОРМЫ КОЛЕБАНИЙ	115
ПРИЛОЖЕНИЕ Д (<i>информационное</i>) ПРИМЕР ПОСТРОЕНИЯ СПЕКТРОВ ОТНОСИТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ОСНОВНОЙ ФОРМЫ КОЛЕБАНИЙ.....	144
БИБЛИОГРАФИЯ.....	146

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее нормативно-техническое Пособие (НТП) подготовлено акционерным обществом «Казахский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры» (АО «КазНИСА»).

В настоящем нормативно-техническом Пособии приведены:

- положения, базирующиеся на принципах и правилах проектирования мостовых сооружений в сейсмических зонах, содержащихся в СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 2. Мосты» и в разделах 1-3 СН РК EN 1998-1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий»;

- примеры, иллюстрирующие практическое применение положений разделов 1-3 СН РК EN 1998-1:2004/2012 и раздела 7 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 при проектировании.

При разработке настоящего нормативно-технического Пособия учтены некоторые соответствующие положения из СН РК EN 1997-1:2004/2011 «Геотехническое проектирование. Часть 1. Общие правила» и СН РК EN 1998-5:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 5. Фундаменты, подпорные стенки и геотехнические аспекты».

Номера таблиц и пунктов разделов СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, текст которых идентичен таблицам и пунктам настоящего Пособия указаны в квадратных скобках рядов с номерами таблиц и пунктов Пособия.

Номера таблиц и пунктов других СН РК EN на которые сделаны ссылки в настоящем Пособии указаны в тексте соответствующих пунктов Пособия.

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

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

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

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ. ЧАСТЬ 2. МОСТЫ.
ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ С СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИМИ
УСТРОЙСТВАМИ**

DESIGNING BRIDGES WITH SEISMIC ISOLATION DEVICES

Дата введения 2015-07-01

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1 Область применения

1.1 Настоящее нормативно-техническое пособие (далее – как правило, Пособие или НТП) подготовлено в соответствии с требованиями СН РК EN 1998-1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 1. Общие правила, сейсмические воздействия и правила для зданий», СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций. Часть 2. Мосты» и НТП РК 08-01.1-2012 «Проектирование сейсмостойких зданий и сооружений. Часть. Общие положения. Сейсмические воздействия» и предназначено для применения при проектировании и строительстве мостовых сооружений с сейсмоизолирующими устройствами в сейсмических зонах Республики Казахстан.

1.2 В настоящем НТП приведены конструкции современных сейсмоизолирующих устройств для мостов и требования к ним, соответствующие европейским нормам.

1.3 Для расчёта мостовых сооружений приняты, как метод спектров ответов, являющийся широко распространённым методом расчёта инженерных сооружений на сейсмостойкость, в том числе и сейсмоизолированных конструкций, так и методы расчёта во временной области, позволяющие рассчитывать конструкции с нелинейными характеристиками.

1.4 В Пособии рассматриваются расчёты мостов на сейсмостойкость, в которых сейсмическое горизонтальное воздействие передаётся, главным образом, работающими на изгиб опорами или устоями мостов, состоящих из вертикальных, или почти вертикальных опорных систем, поддерживающих конструкцию пролётногo строения.

ПРИМЕЧАНИЕ Настоящее НТП не распространяется на висячие, деревянные, каменные и наплавные мосты.

1.2 Нормативные ссылки

Для применения настоящего нормативно-технического пособия необходимы следующие ссылочные нормативные документы и стандарты:

СН РК EN 1990	Строительные нормы Республики Казахстан. Основы строительного проектирования.
СН РК EN 1991	Строительные нормы Республики Казахстан. Воздействия на несущие конструкции.
СН РК EN 1992	Строительные нормы Республики Казахстан. Проектирование железобетонных конструкций.
СН РК EN 1993	Строительные нормы Республики Казахстан. Проектирование стальных конструкций.
СН РК EN 1994	Строительные нормы Республики Казахстан. Проектирование сталежелезобетонных конструкций.
СН РК EN 1997	Строительные нормы Республики Казахстан. Геотехническое проектирование.
СН РК EN 1998	Строительные нормы Республики Казахстан. Проектирование сейсмостойких конструкций.
НТП РК 08-01.1-2012 (к СН РК EN 1998-1:2004/2012)	Проектирование сейсмостойких зданий и сооружений. Часть. Общие положения. Сейсмические воздействия.
EN ISO 9001:2000	Системы управления качеством. Требования. Единицы СИ и рекомендации по применению кратных и дольных от них и некоторых других единиц.
СТ РК EN 1337-2-2011	Опоры строительных конструкций. Часть 2. Элементы скольжения.
СТ РК EN 1337-3-2011	Опоры строительных конструкций. Часть 3. Опоры эластомерные.
СТ РК 15129-2012	Устройства антисейсмические.

ПРИМЕЧАНИЕ При пользовании настоящими строительными нормами 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 настоящими нормативами 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.

1.3 Термины и определения

1.3.1 Расчет по несущей способности: Процедура расчета, используемая при проектировании сооружений с учетом пластического поведения, с целью получения определенной иерархии устойчивости различных конструктивных элементов, обеспечивающих предполагаемую конфигурацию пластических шарниров, и для

предотвращения хрупких разрушений.

1.3.2 Пластичные элементы: Элементы, способные рассеивать энергию посредством образования пластических шарниров.

1.3.3 Пластичная конструкция: Конструкция, которая под сильным сейсмическим воздействием может рассеивать существенные объемы поступающей в нее энергии за счет образования зон пластических деформаций, или других механизмов.

1.3.4 Ограниченный режим податливости: Сейсмический режим поведения мостов без существенного рассеивания энергии в пластических шарнирах при расчетном сейсмическом воздействии.

1.3.5 Положительная связь: Соединение, реализуемое сейсмическими связями.

1.3.6 Сейсмическая изоляция: Мостовые конструкции со специальными изолирующими устройствами, предназначенными для уменьшения сейсмической реакции (сил и/или перемещений).

1.3.7 Изменение в пространстве сейсмического воздействия: Ситуация, при которой движение грунта у разных опор моста отличается и, таким образом, сейсмическое воздействие не может определяться характеристиками движения одной точки.

1.3.8 Сейсмическое поведение: Поведение моста при расчетном сейсмическом воздействии, которое в зависимости от отношения перемещения от общей нагрузки конструкции, может быть податливым или ограниченно податливым/существенно упругим.

1.3.9 Сейсмические связи: Ограничители, через которые передается часть или все сейсмическое воздействие. Используются в комбинации с опорными частями, могут иметь определенную податливость, такую, вследствие которой связи включаются в работу только в случае превышения расчетного сейсмического воздействия.

1.3.10 Минимальная величина перекрытия (перехлеста): Защитная мера в форме минимального расстояния между внутренней кромкой опирающегося и наружной кромкой поддерживающего элемента. Минимальная величина перекрытия должна обеспечивать надлежащее функционирование опоры в моменты экстремальных сейсмических воздействий.

1.3.11 Расчетное сейсмическое перемещение: Перемещение, вызванное расчетным сейсмическим воздействием.

1.3.12 Общее расчетное перемещение при расчетном сейсмическом воздействии: Перемещение, используемое для определения соответствующих зазоров с целью защиты критических или основных конструктивных элементов. Оно включает расчетное сейсмическое перемещение, вызванное долгосрочным эффектом постоянного или квазипостоянного воздействия, а также определенную долю сдвига, вызванного термальными перемещениями.

1.3.13 Модель расчетная: Идеализация конструктивной системы, используемая с целью анализа конструкции, либо ее элемента.

1.3.14 Надежность: Способность несущей конструкции, или элемента конструкции, соответствовать установленным требованиям в течение проектного срока эксплуатации. Надежность выражается, как правило, вероятностными величинами. Надежность распространяется на запас несущей способности, эксплуатационную пригодность и долговечность несущей конструкции.

1.3.15 Несущая способность: Механический показатель строительного элемента или сечения элемента по отношению к формам отказа, например, сопротивление изгибу, сопротивление продольному изгибу, сопротивление растяжению.

1.3.16 Предельные состояния: Состояния, при превышении которых несущая конструкция не отвечает требованиям норм проектирования.

1.3.17 Предельные состояния несущей способности (ULS): Состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа несущей конструкции, соответствуют максимальной несущей способности конструкции или ее элемента.

1.3.18 Предельные состояния эксплуатационной пригодности (SLS): Состояния, при превышении которых не выполняются установленные условия эксплуатационной пригодности несущей конструкции или ее элемента.

1.3.19 Необратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности: Предельные состояния, которые продолжительное время остаются превышенными после устранения основных воздействий, вызывающих превышение.

1.3.20 Обратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности: Предельные состояния, которые не превышаются после устранения основных воздействий, вызывающих превышение.

1.3.21 Прочность: Механический показатель материала, обычно выражаемый в единицах механического напряжения.

1.3.22 Критические предельные состояния: Состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа конструкции (сооружения).

ПРИМЕЧАНИЕ Как правило, они соответствуют максимальной несущей способности конструкции или ее элемента.

1.3.23 Характеристическое значение воздействия (F_k): Определяющее репрезентативное значение воздействия, соответствующее заданной статистической обеспеченности.

1.3.24 Расчетный срок эксплуатации: Время, в течение которого несущая конструкция эксплуатируется с сохранением ее функционального назначения, с учетом предусмотренных мер по ее поддержанию, но без капитального ремонта.

1.3.25 Расчетные ситуации: Ряд условий, принимаемых в качестве замены действительных условий эксплуатации в течение определенного отрезка времени и устанавливающих, что при проектировании несущей конструкции ее показатели не превысят предельных состояний.

1.3.26 Постоянная расчетная ситуация: Ситуация, являющаяся определяющей в течение всего срока эксплуатации несущей конструкции, относится к обычным условиям эксплуатации.

1.3.27 Переходная расчетная ситуация: Ситуация, являющаяся определяющей в течение отрезка времени, существенно меньшего продолжительности эксплуатации несущей конструкции, например, во время строительства или во время проведения ремонта.

1.3.28 Аварийная расчетная ситуация: Ситуация, которая включает в себя чрезвычайные для несущей конструкции условия, например, пожар, взрыв, удар или местное разрушение.

1.3.29 Расчетная ситуация при сейсмических воздействиях: Ситуация с несущей конструкцией, возникающая в условиях сейсмического воздействия.

1.3.30 Комбинационное значение переменного воздействия ($\psi_0 Q_k$): Значение переменного воздействия, выбранное по возможности на статистической основе таким образом, чтобы вероятность превышения эффектов, вызванных комбинацией воздействий, была примерно такой же, как и вероятность превышения характеристического значения отдельного воздействия. Комбинационное значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_0 \leq 1$.

1.3.31 Частое значение переменного воздействия ($\psi_1 Q_k$): Значение переменного воздействия, выбранное по возможности на статистической основе таким образом, чтобы либо суммарное время его действия в пределах референтного периода, когда это значение превышает, являясь малой частью референтного периода, либо частота этих превышений, ограничивалась заданным значением. Частое значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_1 \leq 1$.

1.3.32 Квазипостоянное значение переменного воздействия ($\psi_2 Q_k$): Значение переменного воздействия, определенное с учетом того, что суммарный промежуток времени, в течение которого оно будет превышено, составляет большую часть референтного периода времени. Квазипостоянное значение, являющееся частью характеристического значения переменного воздействия, может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_2 \leq 1$.

1.3.33 Значение сопутствующего переменного воздействия (ψQ_k): Значение переменного воздействия, которое сопровождает доминирующие воздействия в комбинации воздействий. Значением сопутствующего переменного воздействия может быть его комбинационное, частое или квазипостоянное значение.

1.3.34 Репрезентативное значение воздействия (F_{rep}): Значение, применяемое при расчете по предельным состояниям. В качестве репрезентативного значения могут быть приняты или характеристическое значение (F_k) или «сопутствующее» значение (ψF_k).

1.3.35 Расчетное значение воздействия (F_d): Значение воздействия, полученное умножением характеристического значения на частный коэффициент $\gamma_F F_k$.

1.3.36 Сейсмоизолирующая система (система сейсмоизоляции): Система компонентов, используемая для обеспечения сейсмоизоляции в сейсмоизолирующем слое.

1.3.37 Изоляторы: Элементы, образующие систему изоляции. Каждый изолятор обладает одним или несколькими следующими свойствами:

- способностью восприятия вертикальной нагрузки в сочетании с большой поперечной податливостью и большой вертикальной жесткостью;
- способностью рассеивать энергию (гистерезисное, вязкое, фрикционное демпфирование);
- способностью восстанавливать форму в поперечном направлении;
- способностью ограничивать горизонтальные перемещения (достаточная упругая жесткость) при воздействии горизонтальных несейсмических нагрузок.

1.3.38 Сабструктура (нижнее строение): Части конструкции, расположенные ниже сейсмоизолирующего слоя, состоящие из опор и устоев. Гибкость элементов нижнего строения в горизонтальном направлении, как правило, должна приниматься в расчёт.

1.3.39 Суперструктура (верхнее строение): Часть конструкции, расположенная выше сейсмоизолирующего слоя. В мостах это - пролётное строение.

1.3.40 Центр эффективной жесткости: Центр жесткости на поверхности сейсмоизолирующего слоя, определённый при моделировании верхнего строения, в виде жёсткой конструкции, но с учетом гибкости изоляторов и нижнего строения.

1.3.41 Расчетное перемещение (d_{cd}) сейсмоизоляционной системы в главном направлении: Максимальное перемещение (относительно грунта) между верхом нижнего строения и низом верхнего строения в центре эффективной жёсткости при расчётном сейсмическом воздействии.

1.3.42 Расчетное перемещение (d_{bi}) изолятора i : Перемещение верхнего строения относительно нижнего строения в точке расположения изолятора, соответствующее расчетному перемещению сейсмоизоляционной системы.

1.3.43 Увеличенное расчетное перемещение ($d_{bi,a}$) изолятора i : Расчетное перемещение изолятора, умноженное на коэффициент надёжности γ_{IS} .

1.3.44 Полное максимальное перемещение сейсмоизолирующего элемента i : Сумма увеличенного расчетного перемещения, перемещений, возникших в результате постоянных воздействий, долгосрочная деформация верхнего строения (предварительного напряжения, усадки и ползучести бетонных элементов), а также 50 % перемещения из-за перепада температуры.

1.3.45 Эффективная жесткость сейсмоизолирующей системы в главном направлении: Отношение значения общей горизонтальной силы, передающейся через сейсмоизолирующий слой на верхнее строение при расчётном перемещении, к абсолютному значению расчётного перемещения в том же направлении (секущая жесткость).

1.3.46 Эффективный период: Период колебаний в рассматриваемом направлении системы с одной степенью свободы, масса которой соответствует массе верхнего строения, а жёсткость равна эффективной жёсткости сейсмоизолированной системы.

1.3.47 Эффективное демпфирование сейсмоизолирующей системы: Значение коэффициента вязкого демпфирования, соответствующее энергии, рассеиваемой сейсмоизолирующей системой во время циклического нагружения при расчетном перемещении.

1.3.48 Простые слабо-демпфирующие эластомерные опорные части: Ламинированные слабо-демпфирующие эластомерные опорные части согласно СТ РК EN 1337-3-2011 (Опоры эластомерные), не соответствуют условиям СТ РК EN 15129-2012 (Устройства антисейсмические).

1.3.49 Специальные эластомерные опорные части: Ламинированные высоко-демпфированные эластомерные опорные части, испытанные согласно требованиям СТ РК EN 15129:2012 (устройства антисейсмические).

1.3.50 Сейсмоизолирующий слой: Слой разделяющий сабструктуру и суперструктуру, и в пределах которого расположена система сейсмоизоляции.

1.3.51 Сейсмоизолирующие элементы: Элементы, образующие систему сейсмоизоляции. Устройства, рассматриваемые в пособии, представляют собой слоистые эластомерные опорные части, вязкостные или фрикционные демпферы, маятниковые и другие устройства.

1.3.52 Акселерограмма: Зависимость в виде графика, характеризующая ускорения движений грунта.

1.3.53 Акселерограмма инструментальная: Акселерограмма, инструментально зарегистрированная (записанная) при реальном землетрясении.

1.3.54 Коэффициент поведения: Коэффициент, используемый при проектировании для уменьшения сил, полученных в результате линейного расчета, с целью учета нелинейной реакции сооружения, обусловленной особенностями материала, конструктивной системы и принятой методики проектирования.

1.3.55 Коэффициент ответственности: Коэффициент, учитывающий последствия отказа сооружения.

1.3.56 Основание: Часть массива грунта, взаимодействующего с сооружением.

1.3.57 Принципы: Принципы, приведенные в СН РК EN 1998 и других СН РК EN, включают в себя общие положения и определения, для которых нет альтернатив, а также требования или аналитические модели для которых нет альтернатив, если иное специально не оговорено.

1.3.58 Правила: Общепризнанные положения, которые находятся в соответствии с Принципами и обеспечивающие выполнение их требований.

1.3.59 Сейсмическая расчетная ситуация: Расчетная ситуация, учитывающая особые условия для сооружения при сейсмических воздействиях.

1.3.60 Сейсмическое воздействие: Воздействие, вызванное движениями грунта во время землетрясения.

1.3.61 Сейсмоизолированное сооружение: Сооружение, оснащенное системой сейсмоизоляции.

1.3.62 Спектр упругих реакций: График, представляющий собой совокупность абсолютных значений максимальных реакций (в ускорениях, скоростях или смещениях) колебательной системы линейно-упругих осцилляторов при заданном акселерограммой воздействии, построенный как функция собственных периодов (частот) и параметра демпфирования осцилляторов.

1.3.63 Эффект воздействий: Результат воздействия на элементы конструкции (например, внутренние силы, моменты, напряжения, деформации) или реакция всего сооружения (например, прогибы, повороты), вызванные воздействиями.

1.4 Символы и условные обозначения

γ_I – коэффициент ответственности;

$a_{gr(475)}$ – пиковое ускорение для грунтовых условий типа IА, соответствующее референтному периоду повторяемости 475 лет;

$a_{gr(2475)}$ – пиковое ускорение для грунтовых условий типа IА, соответствующее референтному периоду повторяемости 2475 лет;

q – коэффициент поведения;

- d_E – расчетное сейсмическое перемещение при расчетном сейсмическом воздействии;
- d_{Ee} – сейсмическое перемещение при линейном расчете;
- μ_d – показатель пластичности для перемещений;
- динамический коэффициент трения
- η – коэффициент коррекции по демпфированию;
- T – период основной формы колебаний в рассматриваемом направлении;
- T_C – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений;
- d_{Ed} – относительное поперечное смещение концов рассчитываемого элемента;
- d_G – смещение, вызванное постоянными и квазипостоянными воздействиями в течении длительного времени;
- d_T – смещение, вызываемое температурными изменениями;
- ψ_2 – коэффициент сочетания для квазипостоянного значения теплового воздействия;
- d_g – расчетное значение горизонтального смещения грунта;
- a_g – расчетное ускорение для типа грунтовых усилий IА;
- S – коэффициент, характеризующий сейсмические свойства грунта;
- u_g – расчетное значение горизонтального смещения грунта;
- ξ – коэффициент вязкого демпфирования (в процентах);
- $S_{e(T)}$ – спектр упругих реакций в ускорениях горизонтальных движений грунта, называемый также «спектр упругих реакций». При $T=0$ спектральное ускорение, соответствующее этому спектру, равно расчетному ускорению грунта для грунтовых условий типа IА, умноженному на коэффициент S , характеризующий влияние типа грунтовых условий и на коэффициент γ_1 , характеризующий ответственность сооружения;
- $S_{De}(T)$ – спектр упругих реакций в перемещениях;
- T_B – минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений;
- $S_D(T)$ – расчетный спектр реакций;
- β – показатель нижней границы расчетного спектра для горизонтальных компонент;
- k – жесткость опорной части при сдвиге;
- G – модуль сдвига резины;
- A – площадь поперечного сечения опорной части;
- γ – деформация сдвига;
- S – коэффициент формы;
- LRB** – резинометаллические опорные части из резины с малым коэффициентом демпфирования со свинцовым стержнем;
- K_R – жесткость резины свинцово-резиновой опорной части;
- K_L – жесткость свинцового сердечника свинцово-резиновой опорной части;
- d_y – перемещение, соответствующее текучести;
- d_{cd} – расчетное перемещение сейсмоизолирующей системы;
- d_{bd} – расчетное перемещение сейсмоизолятора, соответствующее расчетному перемещению d_{cd} сейсмоизолирующей системы;

- E_D – рассеянная энергия за один цикл при расчетном перемещении сейсмоизолирующей системы d_{cd} ;
- F_y – сила текучести в условиях монотонной нагрузки;
- F_0 – сила, соответствующая нулевому перемещению при циклическом нагружении;
- F_{max} – максимальная сила, соответствующая расчетному перемещению;
- K_e – упругая жесткость билинейного гистерезисного сейсмоизолирующего устройства при монотонном нагружении;
- K_p – жесткость билинейного гистерезисного сейсмоизолирующего устройства за пределами упругости;
- $LDRB$ – резинометаллические опорные части из натуральной или синтетической резины с малым коэффициентом демпфирования;
- $HDRB$ – резинометаллические опорные части из натуральной или синтетической резины с большим коэффициентом демпфирования;
- G_L – модуль сдвига, характеризующий величину рассеиваемой энергии;
- G_S – модуль сдвига, характеризующего величину запасаемой энергии;
- F_{max} – максимальная сила, соответствующая расчетному перемещению;
- N_{sd} – осевое усилие, передаваемое через сейсмоизолирующее устройство;
- R – радиус сферической поверхности скольжения;
- K_{eff} – жесткость сейсмоизолирующей системы в главном горизонтальном направлении при смещении, равном расчетному перемещению d_{cd} ;
- T_{eff} – период сейсмоизолирующей системы;
- ξ_{eff} – коэффициент эффективного демпфирования сейсмоизолирующей системы;
- d_b – перемещение сейсмоизолирующего устройства;

1.5 Международная система единиц СИ

1.5.1 Должны использоваться единицы СИ согласно ISO 1000.

1.5.2 При вычислениях рекомендуется применять следующие единицы измерений:

- | | |
|---------------------------------|--|
| - силы и нагрузки: | кН, кН/м, кН/м ² ; |
| - удельная масса (плотность): | кг/м ³ , т/м ³ ; |
| - масса: | кг, т; |
| - удельный вес: | кН/м ³ ; |
| - напряжения и прочность: | Н/мм ² (= МН/м ² или МПа), кН/м ² (=кПа); |
| - моменты (изгибающие, и т.д.): | кНм; |
| - ускорение: | м/с ² , g(=9,81м/с ²). |

2 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ И КРИТЕРИИ СООТВЕТСТВИЯ

2.1 Расчетное сейсмическое воздействие

2.1.1 Базовое представление сейсмического воздействия

2.1.1.1 [2.1(1)P] Принципы проектирования в рамках данного нормативного документа заключаются в разработке надлежащих требований по отсутствию разрушений, согласно 2.2.2 СН РК EN 1998-1:2004 при расчётном сейсмическом воздействии (A_{Ed}).

2.1.1.2 [2.1(2)P] Если не оговорено иное, применяется упругий спектр расчетного сейсмического воздействия согласно НТП РК 08-01.1-2012. Для возможности применения эквивалентного линейного метода расчёта 4.1.6 (с использованием коэффициента поведения q) согласно СН РК EN 1998-2:2005+A1:2012, в качестве спектра рекомендуется использовать расчетный спектр согласно НТП РК 08-01.1-2012, 4.2.5.

2.1.1.3 Условия, при которых необходимо учитывать изменения сейсмических воздействий в пространстве и способы учёта этих изменений (согласно 3.1.1 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012), представлены в 10.2.1.

2.1.1.4 Сейсмическое воздействие A_{Ed} определяется в соответствии с требованиями НТП РК 08-01.1-2012

2.1.1.5 Расчетные значения ускорений (a_g), согласно НТП РК 08-01.1-2012, 4.1.1, характеризующие интенсивность сейсмических воздействий и принимаемые во внимание при проверке требования по отсутствию разрушений мостов, следует определять с учетом референтных значений ускорений $a_{gR(475)}$ и $a_{gR(2475)}$, определенных по картам ОСЗІ-1₄₇₅ и ОСЗІ-1₂₄₇₅, и значений коэффициента ответственности сооружения.

2.1.1.6 В качестве расчетного значения ускорения (a_g), учитываемого при проверке требования по отсутствию разрушений, согласно НТП РК 08-01.1-2012, 4.1.2, следует принимать большее из двух значений:

$$\gamma_1 \cdot a_{gR(475)}, \quad (2.1)$$

или

$$\gamma_1 \cdot \frac{2}{3} a_{gR(2475)}, \quad (2.2)$$

где γ_1 – коэффициент ответственности, значение которого следует назначать в зависимости от класса ответственности мостового сооружения.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Коэффициент $2/3$ ($\approx 0,667$) в Выражении (2.2) характеризует минимальный запас прочности, которым должно обладать сооружение для предотвращения коллапса.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Дополнительные параметры сейсмических воздействий, необходимые для расчета специальных типов сооружений, приведены в соответствующих частях СН РК EN 1998-1:2004 и соответствующих Пособиях к ним.

2.1.1.7 [2.1(4)P] Мосты классифицируются по классам ответственности в зависимости от тяжести последствий для жизни людей в случае разрушения мостов, по их коммуникационной важности, в частности, непосредственно после землетрясения, а также по экономическим последствиям их разрушения.

2.1.1.8 В соответствии с национальным приложением к СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 предусматриваются три класса ответственности мостов:

- ко II классу ответственности (нормальный уровень ответственности), как правило, относятся большинство автодорожных и железнодорожных мостов, за исключением мостов, которые можно отнести к I и III классам ответственности;

- к III классу ответственности (повышенный уровень ответственности) относятся мосты критического значения, выполняющие функцию коммуникационных средств, в частности, те мосты, разрушение которых в период непосредственно после землетрясения, грозит многочисленными жертвами, а также мосты, расчетный срок службы которых превышает нормальный период.

- к I классу ответственности (пониженный уровень ответственности), можно отнести мосты, если выполняются следующие условия:

- мост не является критическим коммуникационным средством связи;
- мосты, для которых принятие расчётного срока службы в течение 50 лет экономически не оправдано.

ПРИМЕЧАНИЕ Представленная выше классификация соответствует классам CC1, CC2 и CC3 согласно СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, В3.1.

2.1.1.9 Классы ответственности характеризуются коэффициентами ответственности γ_I согласно национального приложения к СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

2.1.1.10 Коэффициенты ответственности мостов следует принимать:

для мостов, относящихся к I классу ответственности $\gamma_I = 0.85$;

для мостов, относящихся ко II классу ответственности $\gamma_I = 1.00$;

для мостов, относящихся к III классу ответственности $\gamma_I = 1.30$.

2.2 Основные требования

2.2.1 Общие положения

2.2.1.1 Современные нормативные документы, регламентирующие правила проектирования мостов в сейсмических зонах, базируются на понимании того факта, что сейсмический риск, связанный с воздействиями землетрясений, невозможно свести к «абсолютному» минимуму».

2.2.1.2 Нормативные документы по расчёту мостов допускают возможность возникновения в конструкциях, подвергшихся сильным землетрясениям, ограниченных повреждений, не угрожающих безопасности людей.

2.2.1.3 Проектирование мостов должно быть направлено на удовлетворение двух следующих требований:

- требование по отсутствию разрушений (критическое предельное состояние);
- требования по минимизации повреждений (ущерба).

Требования по отсутствию разрушений и по ограничению повреждений не имеют количественных определений и по существу носят качественный характер.

2.2.2 Требование по отсутствию разрушений (критическое предельное состояние)

2.2.2.1 [2.2.2(1)P] После расчетного сейсмического воздействия мост должен сохранить свою конструктивную целостность и остаточную несущую способность, хотя некоторые его элементы могут оказаться поврежденными.

2.2.2.2 [2.2.2(2)] В опорах допускаются остаточные деформации некоторых сечений (т. е. образование зон пластических деформаций). При отсутствии сейсмической изоляции такие изгибные деформации, как правило, предусматриваются в регионах с повышенной сейсмичностью для того, чтобы снизить расчетное сейсмическое воздействие до уровня, соответствующего разумному увеличению дополнительных затрат на строительство моста по сравнению с затратами на строительство обычных не сейсмостойких мостов.

2.2.2.3 [2.2.2(3)] Пролётное строение моста также должно проектироваться с учётом предотвращения локальных повреждений второстепенных элементов: температурных швов, сплошных плит (см. 2.3.2.2(4)) и парапетов.

2.2.2.4 [2.2.2(4)] Если расчетное сейсмическое воздействие имеет существенную вероятность превышения R_{NCR} в течение расчетного срока службы моста, проектирование должно быть направлено на создание конструкции, устойчивой к повреждениям. Части моста, восприимчивые к повреждениям за счет участия в рассеивании энергии при расчетном сейсмическом воздействии, должны проектироваться так, чтобы мост мог быстро ремонтироваться и использоваться спасательными экстренными службами сразу же после землетрясения.

2.2.2.5 [2.2.2(5)] Если расчетное сейсмическое воздействие имеет низкую вероятность превышения R_{NCR} в течение расчетного срока службы, сейсмическая активность может рассматриваться как случайное явление, согласно действующих норм СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 2.2.2(5). В таком случае требования 2.2.2.3 и 2.2.2.4 могут быть смягчены.

2.2.2.6 В качестве случаев низкой сейсмичности следует рассматривать воздействия, когда произведение $a_g \cdot S$ согласно НТП РК 08-01.1-2012, 4.1.3, рекомендуется принимать не более $0,1g$ ($0,98 \text{ м/с}^2$).

2.2.2.7 В качестве случаев очень низкой сейсмичности следует рассматривать воздействия, когда произведение $a_g \cdot S$ согласно НТП РК-08-01.1-2012, 4.1.4, рекомендуется принимать не более $0,05g$ ($0,49 \text{ м/с}^2$).

2.2.2.8 В случаях очень низкой сейсмичности, в соответствии с СН РК EN 1998-1:2004/2012, нет необходимости применять положения СН РК EN 1998.

2.2.3 Требования по минимизации повреждений (ущерба)

2.2.3.1 [2.2.3(1)P] Допускается, что сейсмическое воздействие с высокой вероятностью повторения, может привести к небольшим повреждениям второстепенных элементов, а также и частей моста, способствующих рассеиванию энергии. Все остальные части моста должны оставаться неповрежденными.

2.3 Критерии соответствия

2.3.1 Общие положения

2.3.1.1 [2.3.1(1)P] Чтобы удовлетворить основным требованиям подраздела 2.2, конструкция моста должна соответствовать критериям, представленным ниже. В целом, критерии заключаются в выполнении «требования отсутствия разрушения», 2.2.2, и выполнении «требования минимизации возможных повреждений», 2.2.3.

2.3.1.2 [2.3.1(2)] Соответствие критериям, представленным в СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, будут удовлетворять всем основным требованиям подраздела 2.2.

2.3.1.3 [2.3.1(3)P] Критерии соответствия зависят от поведения моста, рассчитанного на определенное сейсмическое воздействие. Тип поведения моста может выбираться в соответствии с положениями пункта 2.3.2.

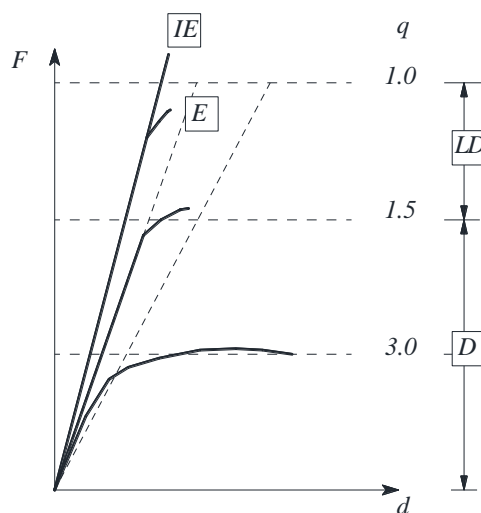
2.3.2 Типы поведения сооружений при сейсмическом воздействии

2.3.2.1 Общие положения

2.3.2.1.1 В соответствии с СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 поведение мостов в условиях сейсмического воздействия может быть описано четырьмя типами:

- IE — идеальное упругое поведение;
- E — существенно упругое поведение;
- LD — ограниченно податливое поведение;
- D — податливое поведение.

2.3.2.1.2 Типы поведения характеризуются глобальной зависимостью силы от перемещения, представленной на Рисунке 2.1 (см. также Таблицу 4.1 СН РК EN 1998:2:2005+A1:2009/2012).



Условные обозначения

q — коэффициент поведения; IE — идеальное упругое поведение; E — существенно упругое поведение; LD — ограниченно податливое поведение; D — податливое поведение.

Рисунок 2.1 — Зависимость «сейсмическая нагрузка – перемещение»

2.3.2.1.3 [2.3.2.1(1)P] Мост должен быть запроектирован так, чтобы его поведение в

условиях расчетного сейсмического воздействия было податливым или ограниченно податливо/упругим в зависимости от сейсмичности площадки, а также от того используется ли сейсмическая изоляция или какие-либо другие устройства.

2.3.2.1.4 При расчёте мостов с сейсмоизоляцией допускается упругое и ограниченно податливое поведение сооружения.

2.3.2.2 Податливое поведение

2.3.2.2.1 [2.3.2.2(1)] В районах с умеренной и высокой сейсмической активностью предпочитают (и по экономическим причинам, и по соображениям безопасности) мосты с податливым поведением, т. е. мост должен быть в состоянии рассеивать значительное количество поступающей энергии в условиях сильных землетрясений. Это происходит за счет формирования зон пластических деформаций при изгибе, либо благодаря использованию сейсмоизолирующих устройств согласно Раздела 7 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012. Ниже будет рассмотрено податливое поведение моста, достигаемое за счет образования зон пластических деформаций при изгибе.

2.3.2.2.1 [2.3.2.2(2)P] Мосты с податливым поведением должны проектироваться таким образом, чтобы конструкция имела частичную или полную устойчивость при образовании пластических шарниров при изгибе. Такие шарниры обычно образуются в опорах и выполняют функцию основных элементов, рассеивающих энергию.

2.3.2.2.3 [2.3.2.2(3)] Насколько возможно, зоны пластических деформаций должны образовываться в сечениях, доступных для осмотра и ремонта.

2.3.2.2.4 [2.3.2.2(4)P] Пролётное строение моста должно работать в упругой стадии. При этом, допускается образование зон пластических деформаций (при изгибе относительно поперечной оси) в гибких податливых бетонных плитах, обеспечивающих сплошное покрытие между отдельными смежными преднапряжёнными бетонными балками.

2.3.2.2.5 [2.3.2.2(5)P] Зоны пластических деформаций не должны образовываться в железобетонных сечениях, где нормализованная осевая сила η_k , определенная в соответствии с СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 5.3(4), превышает значение 0,6.

2.3.2.2.6 [2.3.2.2(6)P] В СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 не рассматриваются меры, предотвращающие возникновение пластичности в предварительно напряженных элементах и в элементах с последующим напряжением. Поэтому в таких элементах не допускается образование зон пластических деформаций при расчетных сейсмических воздействиях.

2.3.2.2.7 Изгибаемые пластические шарниры не обязательно должны формироваться во всех мостовых опорах. Однако оптимальное сейсмическое поведение моста за пределами упругости достигается только в том случае, если пластические шарниры образуются примерно одновременно в максимальном, по возможности, количестве опор.

2.3.2.2.8 [2.3.2.2(8)] Способность конструкции формировать зоны пластических деформаций при изгибе необходима для того, чтобы обеспечить рассеивание энергии и податливое поведение конструкции.

ПРИМЕЧАНИЕ Деформация мостов, опирающихся исключительно на простые слабо-демпфирующие эластомерные опорные части, имеет, в основном, упругий характер и не приводит к формированию податливого поведения (см. 4.1.6(11)P, СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012).

2.3.2.2.9 [2.3.2.2(9)] Зависимость силы от перемещения должна характеризоваться значительной площадью текучести и должна обеспечить гистерезисное рассеяние

энергии, по крайней мере, в течение пяти циклов неупругой деформации.

ПРИМЕЧАНИЕ Эластомерные опорные части, используемые на некоторых опорах, в комбинации с монолитными опорными частями на других опорах, могут привести к увеличению сил сопротивления из-за увеличения перемещений при образовании зон пластических деформаций в других опорных элементах. Однако увеличение силы сопротивления может быть существенно уменьшено в результате образования пластических шарниров.

2.3.2.2.10 [2.3.2.2(10)] Опорные элементы моста (промежуточные опоры и устои), соединенные с пролётными строениями с использованием скользящих или гибких устройств (скользящих опорных частей или упругих эластомерных опорных частей), в целом, должны при расчётном воздействии оставаться упругими.

2.3.2.3 Ограниченное податливое поведение

2.3.2.3.1 [2.3.2.3(1)] В конструкциях с ограниченным податливым поведением при расчетном сейсмическом воздействии, область текучести со значительным уменьшением текущей жесткости может не проявиться. В функции, определяющей зависимость «сила-перемещение», построение отрезка, соответствующего постоянной силе не требуется. Такое отклонение от идеального упругого поведения обеспечивает некоторое гистерезисное рассеяние энергии. Подобное поведение соответствует значению коэффициента поведения $q \leq 1,5$ и называется в терминах данного Пособия «ограниченной податливостью».

ПРИМЕЧАНИЕ Значение величины q в диапазоне $1 < q < 1,5$, главным образом, обусловлено разницей между расчетной и вероятной прочностью при расчетном сейсмическом воздействии.

2.3.2.3.2 [2.3.2.3(2)] Для мостов, реакция которых на сейсмическое воздействие может определяться эффектами более высоких собственных форм колебаний, (например, канатные висячие мосты), или когда детальный расчет пластических шарниров на податливость может оказаться ненадежным, (например, из-за высокого осевого усилия или малого отношения величины сдвига к длине пролета), рекомендуется использовать коэффициент поведения $q = 1$, что соответствует упругому поведению.

2.3.3 Проверка прочности

2.3.3.1 [2.3.3(1)P] При расчете мостов с податливым поведением, необходимо проверить, обладают ли участки зон пластических деформаций достаточной прочностью на изгиб, чтобы выдержать расчетное сейсмическое воздействие (см. 5.5 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012). Сопротивление на сдвиг зон пластических деформаций, а также остальных участков на сдвиг и изгиб должны быть рассчитаны таким образом, чтобы выдержать проектные нагрузки, согласно 2.3.4 и 5.3 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

2.3.3.2 [2.3.3(2)] В мостах, рассчитанных на ограниченное податливое поведение, необходимо проверить, что все сечения обладают достаточной прочностью, что бы выдержать расчетное сейсмическое воздействие (см. 5.5 и 5.6.2 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012).

2.3.4 Расчет несущей способности

2.3.4.1 [2.3.4(1)P] Для мостов с податливым поведением расчет несущей способности должен обеспечить определенную иерархию прочности различных элементов конструкции. Этот расчет должен гарантировать формирование определённой конфигурации зон пластических деформаций и исключение условий хрупкого разрушения.

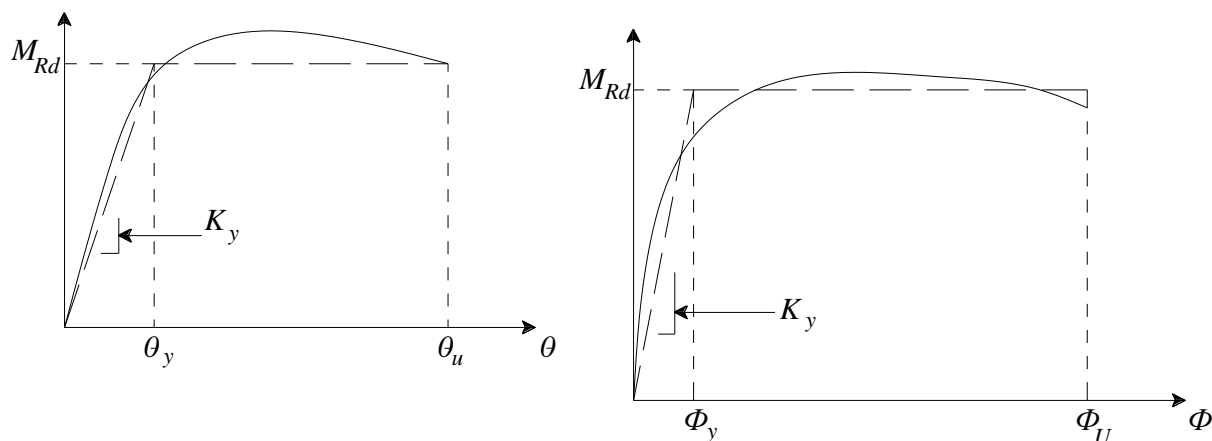
2.3.4.2 [2.3.4(2)P] Выполнение 2.3.4.1, согласно СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, будет достигнуто путём расчёта всех элементов, которые должны оставаться упругими при условии хрупкого разрушения с учётом «расчетной несущей способности». Такие эффекты определяются из условия равновесия механизмов пластичности, когда во всех зонах пластических деформаций достигаются предельные значения сопротивления при изгибе, согласно 5.3 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

2.3.4.3 [2.3.4(3)] Для мостов с ограниченным податливым поведением выполнение расчета на несущую способность не требуется.

2.3.5 Соединения — Контроль смещений — Конструирование

2.3.5.1 Эффективная жёсткость — Перемещение при расчетном сейсмическом воздействии

2.3.5.1.1 [2.3.6.1(1)P] При использовании эквивалентных методов линейного анализа, жесткость каждого элемента должна соответствовать секущей жесткости при максимальных напряжениях при расчетном сейсмическом воздействии. Для элементов, содержащих зоны пластических деформаций, это условие соответствует жесткости, определяемой наклоном секущей, проведённой через теоретическую точку текучести (см. Рисунок 2.2).



Слева: кривая зависимости «момента от угла поворота» при образовании зоны пластических деформаций для конструкционной стали.

Справа: кривая зависимости «момента от кривизны» железобетонных элементов.

Рисунок 2.2 — Зависимости моментов от деформаций при пластических деформациях

2.3.5.1.2 [2.3.6.1(2)] Для железобетонных элементов мостов, рассчитываемых с

учётом пластического поведения, при отсутствии более точного метода оценки, эффективная изгибная жесткость, используемая в линейном анализе (статическом или динамическом) при расчетном сейсмическом воздействии, может определяться следующим образом:

- Для железобетонных опор: применяется значение, определяемое с использованием секущей жесткости в теоретической точке текучести.
- Для предварительно-напряженных или обычных железобетонных пролётных строений применяется значение жесткости бетонных сечений брутто без трещин.

2.3.5.1.3 [2.3.6.1(3)] При расчёте мостов с учётом ограниченной пластичности могут использоваться условия пункта 2.3.5.1.2, либо можно использовать значения изгибных жесткостей бетонных сечений брутто без трещин ко всей конструкции.

2.3.5.1.4 [2.3.6.1(4)] Для податливых мостов, и для мостов с ограниченной податливостью необходимо учитывать существенное снижение крутильной жесткости железобетонных пролётных строений по сравнению с крутильной жесткостью пролётных строений без трещин. Если отсутствует более точный метод расчета, можно использовать следующие оценки уменьшения крутильной жесткости сечений брутто без трещин:

- для открытых сечений или плит крутильная жесткость может игнорироваться;
- для предварительно напряженных коробчатых сечений: 50 % жесткости сечений брутто без трещин;
- для железобетонных коробчатых сечений: 30 % жесткости сечений брутто без трещин.

2.3.5.1.5 [2.3.6.1(5)] Для податливых мостов, и для мостов с ограниченной податливостью, значения перемещений, полученных в результате анализа в соответствии с 2.3.5.1.2 и 2.3.5.1.3, необходимо умножить на отношение (а) изгибной жесткости элемента, использованного при анализе, к (б) значению изгибной жесткости, которая соответствует уровню напряжений, полученных в результате анализа.

ПРИМЕЧАНИЕ При использовании эквивалентного линейного анализа (см. СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 4.1.6(1)P), завышение эффективной жесткости ведет в запас прочности при расчёте на сейсмическое воздействие. В этом случае после расчёта необходимо откорректировать смещения, учитывая изгибную жесткость, соответствующую полученным уровням моментов. С другой стороны, если исходно принятая эффективная жесткость значительно ниже жесткости, соответствующей полученным при расчёте напряжениям, расчёт необходимо повторить для получения более точной аппроксимации эффективной жесткости.

2.3.5.1.6 [2.3.6.1(6)P] Если используется линейный сейсмический анализ, основанный на расчетном спектре согласно НТП РК 08-01.1-2012, перемещения d_E , при расчетном сейсмическом воздействии можно выразить через перемещения d_{Ee} , определенные следующим образом:

$$d_E = \pm \eta \mu_d d_{Ee}, \quad (2.3)$$

где η - корректирующий коэффициент демпфирования, указанный в НТП РК 08-01.1-2012, определяемый с учетом значений параметров демпфирования ξ ,

НТП РК 08-02.1-2013

представленных в СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, п.4.1.3(1).

2.3.5.1.7 [2.3.6.1(7)] Если перемещение d_{Ee} определяется в результате линейного расчёта с использованием упругого спектра, согласно НТП РК-08-01-2012 ($q = 1.0$), то расчетное смещение, d_E , должно приниматься равным величине d_{Ee} .

2.3.5.1.8 [2.3.6.1(8)P] Коэффициент пластичности перемещений определяется следующим образом:

— если основной период собственных колебаний T в рассматриваемом горизонтальном направлении составляет $T > T_o = 1,25T_C$, где T_C — период, определяемый согласно НТП РК 08-01.1-2012, 4.2.2.1, тогда:

$$\mu_d = q, \quad (2.4)$$

— если $T < T_o$, тогда:

$$\mu_d = (q-1)\frac{T_o}{T} + 1 \leq 5q - 4, \quad (2.5)$$

где q — значение коэффициента поведения, используемого при расчете параметра d_{Ee} .

2.3.5.1.9 [2.3.6.1(9)P] При использовании нелинейного анализа во временной области деформационные характеристики пластических элементов должны аппроксимировать их фактическое поведение за пределом упругости для обеих ветвей: и нагружения, и разгрузки, а также эффекты возможного ухудшения свойств (см. 4.2.4.4 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012).

2.3.5.2 Соединения

2.3.5.2.1 [2.3.6.2 (1)P] Соединения между опирающимися и поддерживающими элементами должны проектироваться так, чтобы обеспечить конструктивную целостность и предотвратить сброс пролетных строений с опор в условиях сильных сейсмических смещений.

2.3.5.2.2 [2.3.6.2(2)] Если в данной части не оговорено иное, опоры, соединительные элементы и фиксаторы, используемые для обеспечения конструктивной целостности, должны проектироваться с учетом несущей способности (см. 5.3, 6.6.2.1, 6.6.3.1 и 6.6.3.2 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012).

2.3.5.2.3 [2.3.6.2(3)] В новых мостах необходимо предусмотреть увеличение длины опорных поверхностей между поддерживаемыми и опертыми элементами (стыки с нахлестом) в точках подвижных соединений с целью предотвращения сброса (см. 6.6.4 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012).

2.3.5.2.4 [2.3.6.2(4)] При реконструкции действующих мостов, в качестве альтернативы устройства стыков с нахлестом, можно использовать связи между поддерживаемыми и опертыми элементами (см. 6.6.1(3)P, 6.6.3.1(1) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012).

2.3.5.3 Контроль смещений — Конструирование

2.3.5.3.1 [2.3.6.3(1)P] Кроме обеспечения общей пластичности, необходимо выполнить проектирование несущих и неконструктивных элементов моста с тем, чтобы учесть возможные перемещения при расчетном сейсмическом воздействии.

2.3.5.3.2 [2.3.6.3(2)P] Для защиты критических и основных конструктивных элементов необходимо предусмотреть между ними соответствующие зазоры. Зазоры необходимы для того, чтобы обеспечить общее проектное смещение d_{Ed} при расчетном сейсмическом воздействии, которое определяется формулой:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 d_T, \quad (2.6)$$

где следующие смещения складываются с наиболее неблагоприятными знаками:

d_E — расчетное сейсмическое смещение согласно
СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 2.3.6.1;

d_G — долгосрочное смещение, вызываемое постоянным и квазипостоянным воздействием (например, последующее натяжение, усадка и ползучесть бетонных балок пролётных строений);

d_T — смещение, вызываемое температурными изменениями;

ψ_2 — коэффициент сочетания для квазипостоянного значения теплового воздействия, согласно СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, Таблицы A2.1, A2.2, или A2.3.

При расчете общей проектной величины смещения при расчетном сейсмическом воздействии должны учитываться также и эффекты второго порядка, если они имеют определенную значимость.

2.3.5.3.3 [2.3.6.3(3)] Относительное расчетное сейсмическое смещение d_E , между двумя разрезными пролётами моста может оцениваться, как корень квадратный из суммы квадратов значений расчетного сейсмического смещения, определенного для каждого пролёта в соответствии с 2.3.6.1 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

2.3.5.3.4 [2.3.6.3(4)P] Ударные воздействия большой величины, возникшие в результате непредсказуемого соударения основных конструктивных элементов, должны предотвращаться податливыми/упругими элементами или специальными энергопоглощающими устройствами (буферами). Такие элементы должны иметь люфт, равный, по крайней мере, общей расчётной величине смещения при расчетном сейсмическом воздействии, d_{Ed} .

2.3.5.3.5 [2.3.6.3(5)] Расчёт ненесущих элементов сооружения (например, подвижных стыков настила моста и задних стенок устоев), которые могут получить повреждения в условиях расчетного сейсмического воздействия, должен учитывать допускаемые повреждения и возможность ремонта. Зазоры должны обеспечивать некоторые доли перемещений при расчетных сейсмических и тепловых воздействиях, соответственно p_E и p_T , с учетом долговременных эффектов ползучести и усадки, что позволит избежать повреждений в условиях частых землетрясений.

Эти параметры должны выбираться с учетом материальных затрат, необходимых для предотвращения повреждений.

Рекомендуются следующие значения: $p_E = 0,4$ (для расчетного сейсмического смещения); $p_T = 0,5$ (для температурного перемещения).

На уравнильных стыках железнодорожных мостов, поперечные перемещения

должны либо отсутствовать, либо должны быть ограничены до уровня, предотвращающего сход подвижного состава с рельсов.

2.3.6 Упрощенный критерий

2.3.6.1 [2.3.7(1)] В условиях низкой сейсмичности допускается использование упрощенного критерия проектирования.

2.4 Концепции проектирования

2.4.1 [2.4(1)] Важно, чтобы возможные последствия сейсмического воздействия рассматривались уже на стадии концептуального проектирования, даже в условиях от низкой до умеренной сейсмичности.

2.4.2 [2.4(2)] В условиях низкой сейсмичности необходимо выбрать режим поведения моста при сейсмическом воздействии (см. 2.3.2, СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012). Если выбирается режим ограниченной пластичности (или режим существенно упругого поведения), допускается применение упрощенного критерия согласно 2.3.7, СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

2.4.3 [2.4(3)] В условиях от умеренной до высокой сейсмичности обычно выбирается режим пластического поведения. Для его реализации предусматривается возможность образования механизма пластичности, или использование устройств сейсмической изоляции и рассеивания энергии. Если выбирается режим пластического поведения, требуется соблюдение условия 2.4.4 – 2.4.8.

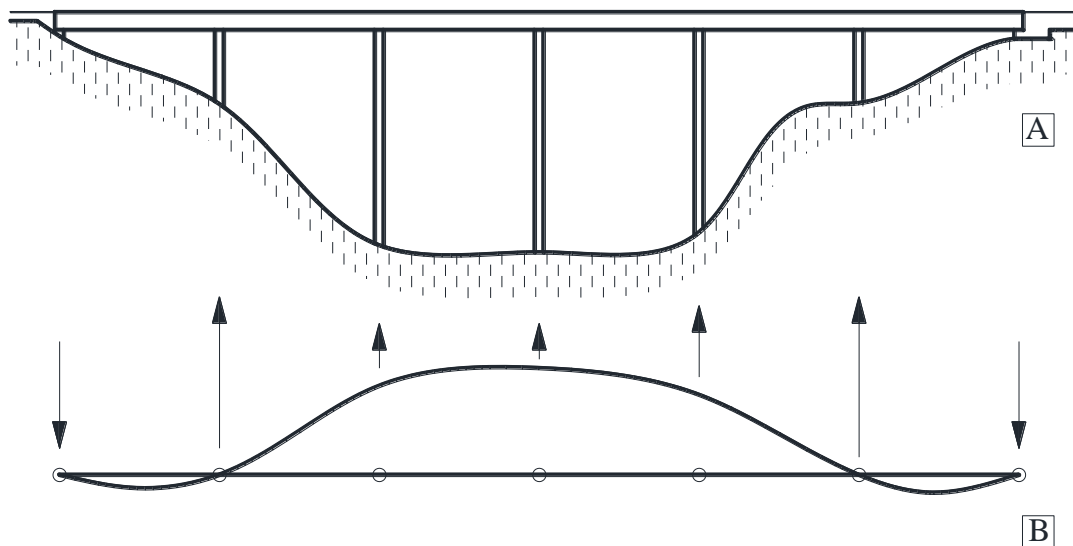
2.4.4 [2.4(4)] Необходимо определить количество опорных элементов (опоры и устои), которые будут воспринимать сейсмические воздействия в продольном и поперечном направлениях. При сейсмических воздействиях мосты с неразрезными пролётными строениями ведут себя лучше, чем разрезные мосты со многими подвижными стыками. Оптимальное поведение моста при сейсмическом воздействии за пределами упругости достигается только в том случае, если зоны пластических деформаций образуются одновременно в наибольшем возможном количестве опор.

При этом, количество опор, оказывающих сопротивление сейсмическому воздействию, может быть меньше общего количества опор за счет использования скользящих или гибких крепежных элементов между пролётным строением и некоторыми мостовыми опорами в продольном направлении, которые уменьшают напряжения, вызываемые деформацией пролётного строения в результате температурного воздействия, усадки и других несейсмических явлений.

2.4.5 [2.4(5)] Определенный баланс должен поддерживаться между прочностью и гибкостью опор в горизонтальном направлении. Большая гибкость уменьшает величину поперечных сил, возникающих в результате расчетного сейсмического воздействия, но способствует увеличению перемещения на стыках и подвижных опорах, что может привести к образованию высоких эффектов второго порядка.

2.4.6 [2.4(6)] В неразрезных мостах, в которых жесткость устоев и смежных опор в поперечном направлении намного превышает поперечную жесткость других опор, (это может иметь место в долинах с крутыми склонами), желательно использовать поперечные

скользящие или эластомерные опорные части на невысоких опорах и устоях с целью предотвращения неблагоприятного распределения поперечного сейсмического воздействия между мостовыми опорами и устоями, как показано на Рисунке 2.3.



Условные обозначения:

А — вид сбоку; В — план.

Рисунок 2.3 — Нежелательное распределение поперечных сейсмических сил

2.4.7 [2.4(7)] Места рассеивания энергии должны выбираться таким образом, чтобы к ним был нормальный доступ для осмотра и ремонта. Такие места должны быть четко обозначены в соответствующей проектной документации.

2.4.8 [2.4(8)] Места потенциальных или предполагаемых повреждений при сейсмических воздействиях, кроме 2.4.7, должны быть четко идентифицированы, а трудности их ремонта сведены к минимуму.

2.4.9 [2.4(9)] Для исключительно длинных мостов или для мостов, пересекающих неоднородные грунтовые формации, необходимо выбрать количество и месторасположение промежуточных подвижных стыков.

2.4.10 [2.4(10)] Для мостов, пересекающих потенциально активные тектонические нарушения, необходимо определить возможные подвижки грунта и учесть эти явления путём обеспечения адекватной гибкости конструкции или создания подходящих подвижных соединений.

2.4.11 [2.4(11)] Следует при необходимости провести исследования для оценки возможного разжижения грунтов основания в соответствии с положениями СН РК EN 1998-5:2004/2012.

3 КОНЦЕПЦИЯ СЕЙСМОИЗОЛЯЦИИ И ТРЕБОВАНИЯ К СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИМ УСТРОЙСТВАМ

3.1 Общие положения

3.1.1 Мосты, и в особенности мосты большепролётные, являются уязвимыми при воздействии землетрясений и получают серьезные повреждения, а иногда и разрушаются при сильных землетрясениях. Сейсмоизолирующие устройства позволяют существенно ослабить воздействия землетрясений на мосты.

3.1.2 [7.1(2)] Реакция мостов на сейсмическое воздействие может быть уменьшена несколькими способами (см. Приложение А):

- посредством увеличения периода собственных колебаний конструкции (смещение периода в спектре реакций), в результате чего происходит уменьшение сил, но увеличение смещений;

- посредством увеличения демпфирования, что ведет к уменьшению смещений и может привести к снижению силового воздействия;

- посредством совместного использования двух данных способов (предпочтительный вариант).

3.1.3 Инженеры, проектирующие и сооружающие мосты в районах с повышенной сейсмической активностью, должны уметь применять различные типы сейсмоизоляторов, которые необходимо использовать в таких условиях.

3.1.4 В Пособии приведены конструкции современных сейсмоизолирующих устройств для мостов и требования к ним.

3.1.5 [7.1(1)Р] В Пособии рассматриваются конструкции мостов с сейсмоизоляцией, предназначенной для уменьшения реакции на горизонтальное сейсмическое воздействие. Изоляторы устанавливаются на поверхности раздела, которая располагается, как правило, под пролётным строением на верхней части мостовых промежуточных опор/устоев.

3.2 Основная концепция сейсмоизоляции

3.2.1 Наиболее простая, но практически, не реализуемая идея сейсмоизоляции заключается в разъединении колеблющегося основания и сооружения. Можно установить сооружение на упругие опоры и частично уменьшить передачу энергии в сооружение, но полностью изолировать сооружение от основания не представляется возможным, поэтому колебания основания всегда будут передаваться сооружению.

3.2.2 Реакция сооружений на сейсмические воздействия связана с проявлением резонанса. Увеличение колебаний сооружения зависит от распределения энергии в спектре сейсмического воздействия и от того, насколько близки собственные частоты сооружения к доминирующим частотам сейсмического воздействия. На увеличение колебаний в области резонанса также существенно влияет и величина, характеризующая рассеяние энергии.

3.2.3 Уменьшить реакцию сооружения на сейсмическое воздействие можно путём изменения динамических свойств системы, а именно, модернизировать конструкцию таким образом, чтобы её собственные частоты не попали в область частот с наибольшей энергией. Если не удаётся уменьшить количество энергии, передающейся в сооружение, можно уменьшить реакцию сооружения в областях, близких к резонансным, добавив специальные демпфирующие устройства.

3.2.4 Если система сейсмоизоляции правильно рассчитана и смонтирована, большие деформации при землетрясениях будут испытывать упругие элементы сейсмоизолирующих устройств, а не элементы конструкций.

3.2.5 Рассеяние энергии, в основном, будет происходить не за счёт неупругих деформаций элементов сооружения, а вследствие деформации элементов сейсмоизолирующих устройств.

3.2.6 При необходимости для увеличения рассеиваемой энергии устанавливаются и специальные дополнительные демпферы, которые также являются элементами сейсмоизолирующих устройств.

3.2.7 Идея использования дополнительных устройств для рассеивания энергии, поступающей в сооружения при землетрясениях, получила широкое распространение как в зданиях, так и в транспортных сооружениях.

3.2.8 Резюмируя вышеизложенное, можно сказать, что расчёт и конструирование сейсмоизоляции заключается в следующих действиях:

- а) во-первых, в разработке такой конструкции сооружения, собственные частоты которой не попадают в область доминирующих частот сейсмических воздействий;
- б) во-вторых, в установке сооружений на упругие опоры, уменьшающие передачу энергии в сооружение;
- в) в-третьих, в установке дополнительных демпфирующих устройств, рассеивающих энергию, поступающую в сооружения при землетрясениях.

3.3 Критерии соответствия

3.3.1 При проектировании должны быть выполнены основные требования, указанные в 3.2.

3.3.2 Реакция на сейсмическое воздействие верхнего и нижнего строения при расчетном землетрясении должна рассматриваться в условиях ограниченной податливости сооружения ($q \leq 1,5$).

3.3.3 Считается, что конструкция моста отвечает основным требованиям, если он спроектирован согласно 7.4 и 7.5 и соответствует 7.6 и 7.7 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

3.3.4 Для прочности и целостности сейсмоизолирующей системы требуется повышенная надежность, так как ее устойчивость при перемещении имеет критическое значение для безопасности моста. Считается, что сейсмоизолированная система имеет высокий уровень надежности, если она спроектирована в соответствии с требованиями 7.6.2 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

3.3.5 Для всех типов изоляторов, кроме простых слабо-демпфирующих эластомерных опорных частей, согласно 7.5.2.3.3(5) и 7.5.2.3.3(6) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, и плоских скользящих опор, согласно 7.5.2.3.5(5) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, характеристики элементов должны быть подтверждены результатами испытаний опытных образцов.

ПРИМЕЧАНИЕ В информационном Приложении К СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 содержатся инструкции по проведению испытаний опытных образцов, если в prEN 15129:200X

(антисейсмические устройства) нет подробного описания требований по проведению испытаний образцов данного типа.

3.4 Назначение и требования к сейсмоизолирующим устройствам

3.4.1 Сейсмоизолирующие устройства предназначены для предотвращения или существенного уменьшения разрушений сооружений при сейсмических воздействиях, а также для уменьшения уровней вибраций, создаваемых техногенными источниками различного типа: движущимся транспортом, вибрирующими механизмами и др.

3.4.2 Основные требования к сейсмоизолирующим устройствам:

- все элементы и всё устройство в целом должны быть устойчивыми при всех перемещениях, включая предельные допускаемые;
- упругие элементы должны обладать возрастающим сопротивлением при возрастании перемещений;
- элементы устройств не должны менять своих свойств при воздействии переменных нагрузок;

- элементы устройств не должны менять своих свойств за время службы сооружения, должны быть предусмотрены способы замены изнашиваемых (стареющих) элементов;

- параметры всех элементов устройств должны описываться измеряемыми инженерными характеристиками, которые можно проверить экспериментальным путём.

3.4.3 Параметры сейсмоизолирующей системы:

- коэффициенты упругости, необходимые для оценки величины возрастания периода собственных колебаний;
- коэффициенты диссипации энергии демпфирующих устройств, необходимые для оценки перемещений сейсмоизолированной конструкции в резонансных областях;
- коэффициенты жёсткости сейсмоизолирующей системы при воздействии малых нагрузок: ветровых, средних и слабых землетрясений.

4 СЕЙСМИЧЕСКОЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ

4.1 Характеристики движения поверхности грунта при сейсмических воздействиях, необходимые для расчёта сооружений на сейсмостойкость

4.1.1 При расчёте сооружений на сейсмические воздействия особый интерес представляют следующие параметры движения грунта:

- пиковое значение перемещения;
- пиковое значение скорости;
- пиковое значение ускорения.

4.1.2 Выражения для определения расчетных перемещений и скоростей грунта, рекомендуемые в НТП РК 08-01.1-2012, представлены ниже.

4.1.2.1 Расчетное значение горизонтального перемещения грунта d_g , соответствующее расчетному значению ускорения грунта и принятой форме спектра упругих реакций

для горизонтальных компонент сейсмического воздействия, может быть оценено посредством следующего выражения, приведенному в 4.2.4.1 НТП РК 08-01.1-2012:

$$d_g = 0,075 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_E, \quad (4.1)$$

где

a_g – расчетное ускорение для типа грунтовых условий IА;

S – коэффициент, характеризующий сейсмические свойства грунта;

T_C – максимальное значение периода на постоянном участке стандартного графика спектральных ускорений, соответствующего рассматриваемому типу грунтовых условий;

T_E – период колебаний, значение которого условно принято равным 2 с;

4.1.2.2 Расчетное значение горизонтальной скорости грунта v_g , соответствующее расчетному значению ускорения грунта и принятой форме спектра упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия, может быть оценено посредством следующего выражения, приведенного в 4.2.4.2 НТП РК 08-01.1-2012:

$$v_g = 0,25 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \quad (4.2)$$

4.1.3 Продолжительность землетрясений так же сказывается на интенсивности колебаний конструкций: продолжительные землетрясения с умеренными ускорениями могут стать причиной больших по масштабу разрушений по сравнению с разрушениями от кратковременных землетрясений с большими ускорениями.

4.1.4 Амплитуды колебаний сооружений значительно усиливаются, когда доминирующие частоты сейсмических воздействий близки или совпадают с собственными частотами конструкций, поэтому частотный состав сейсмического воздействия является важной характеристикой. Во многих случаях перемещения, скорости и ускорения точек конструкций, подвергшихся сейсмическим воздействиям, существенно превышают параметры колебаний поверхности грунта.

4.1.5 Влияние всех вышеперечисленных факторов на реакцию сооружений наиболее удобно учитывается спектрами максимальных реакций (спектрами ответов), которые представляют собой реакции систем с одной степенью свободы с разными собственными частотами и разным уровнем демпфирования на колебания грунта.

4.1.6 Кроме параметров максимальных кинематических характеристик колебаний грунта и спектров ответов, другой важной характеристикой движения грунта является амплитудный спектр Фурье ускорений колебаний грунта. Информацию, которая определяется по спектрам Фурье функции ускорений, невозможно оценить по виду акселерограмм. Краткое изложение теории спектров Фурье и примеры амплитудных спектров акселерограмм реальных землетрясений представлены в Приложении Б.

4.1.7 Использование амплитудных спектров Фурье даёт возможность проектировщикам на предварительном этапе проектирования сооружений оценивать, в каких диапазонах частот сосредоточена энергия сейсмических воздействий при горизонтальных и вертикальных колебаниях.

4.2. Спектры реакций (ответов)

4.2.1 Спектр реакций представляет собой график максимальных значений реакций (максимальных перемещений, максимальных скоростей, максимальных ускорений) всех возможных систем с одной степенью свободы на заданные движения грунта. Спектры ответов позволяют, не только определять, как будет реагировать сооружение на сейсмическое воздействие, но и учитывать демпфирующие свойства, грунтовые условия и многие другие факторы, необходимые для конструирования и расчёта конструкций. В некоторых нормативных документах спектры реакций называют спектрами ответов.

4.2.2 Для построения спектров максимальных реакций на сейсмические воздействия используются модели простейших механических систем, состоящих из массы, пружины и демпфера (Рисунок 4.1) В качестве исходного сейсмического воздействия задаётся функция, определяющая колебание основания – перемещение $u_g(t)$ или чаще её вторая производная по времени - акселерограмма $\ddot{u}_g(t)$.

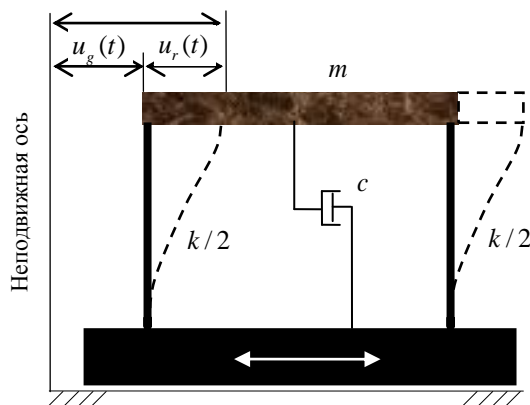


Рисунок 4.1 – Расчётная схема для построения спектров реакций

4.2.3 Для построения спектров реакций разработаны программы, исходными данными для которых являются акселерограммы колебаний поверхности грунта строительной площадки при возможных землетрясениях.

4.2.4 На Рисунке 4.2 представлена акселерограмма колебаний поверхности грунта и соответствующий ей спектр максимальных ускорений [1,2,3].

4.2.5 Спектры реакций показывают области частот, в которых сконцентрирована большая часть энергии землетрясений. Анализ спектров ответов показывает, что, изменяя собственную частоту колебаний и демпфирование системы, можно существенно уменьшить реакцию сооружения на сейсмическое воздействие.

4.2.6 В соответствии с 3.2.2.1(1)Р СН РК EN 1998-1:2004/2012 базовое представление сейсмического воздействия основывается на описании параметров сейсмических движений грунта с помощью спектров реакций в ускорениях, построенных в предположении линейно-упругого деформирования систем с одной степенью свободы.

4.2.7 Используемый спектр реакций должен быть не меньше спектра упругой реакции, указанного в 3.2.2.2 СН РК EN 1998-1:2004/2012 для неизолированных

конструкций и согласно 3.2.2.5(8)Р СН РК EN 1998-1:2004/2012 не является достаточным для проектирования сооружений с системами диссипации энергии.

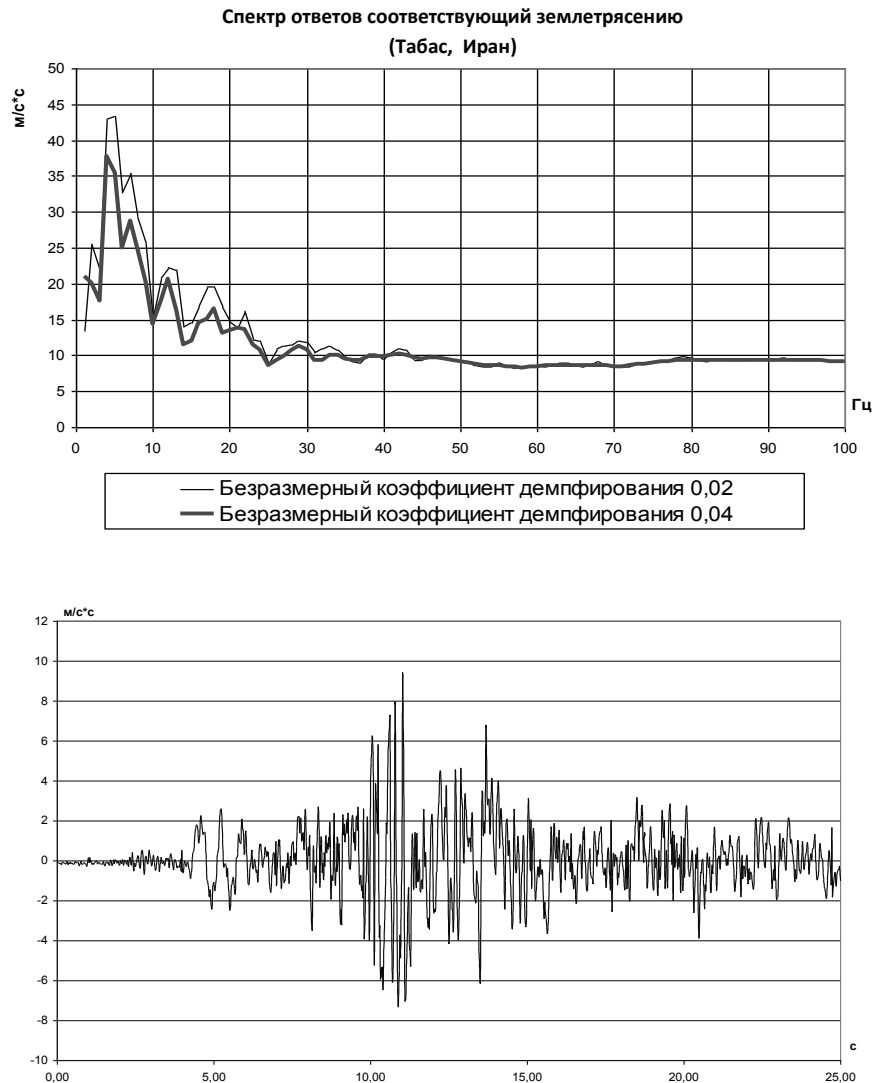


Рисунок 4.2 – Акселерограмма колебаний поверхности грунта и соответствующий ей спектр ответов - спектр максимальных ускорений

4.2.8 Грунтовые условия площадок строительства по сейсмическим свойствам рекомендуется определять в соответствии с классификацией, приведенной в Таблице 3.1 НТП РК 08-01.1-2012.

4.2.9 [3.2.2.3(1)Р] При расположении площадки строительства в пределах 10 км по горизонтали от известного активного разлома, способного генерировать землетрясение с магнитудой превышающей величину 6.5, должны применяться специальные спектры реакций, соответствующие данной площадке.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуется считать разлом активным, если средняя величина скорости сдвига составляет, по крайней мере, 1 мм/год и имеются топографические подтверждения сейсмической активности в период голоцена (последние 11000 лет)

4.2.10 Вместо спектров СН РК EN 1998-1:2004/2012 рекомендуется использовать спектры, приведенные в НТП РК 08-01.1-2012. Для удобства пользования в Пособии приведена методика построения этих спектров (см. Приложение В).

4.2.11 В соответствии с 4.2.2.1 НТП РК 08-01.1-2012 для горизонтальных компонент сейсмического воздействия спектр упругих реакций $S_e(T)$ определяется следующими выражениями:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], \quad (4.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \quad (4.4)$$

$$T_C \leq T: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \quad (4.5)$$

где $S_e(T)$ – спектр упругих реакций;

T – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы, с;

a_g – расчетное ускорение основания при грунтовых условиях типа IА (большее из значений $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR(475)}$ или $a_g = \gamma_I \cdot 0,667 \cdot a_{gR(2475)}$);

T_B – минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, с;

T_C – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, с;

η – коэффициент коррекции по демпфированию с референтным значением $\eta = 1$ для коэффициента вязкого демпфирования $\zeta = 5\%$;

S – коэффициент, характеризующий сейсмические свойства грунта (тип грунтовых условий площадки строительства).

Общий вид спектра упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия показан на Рисунке 4.3.

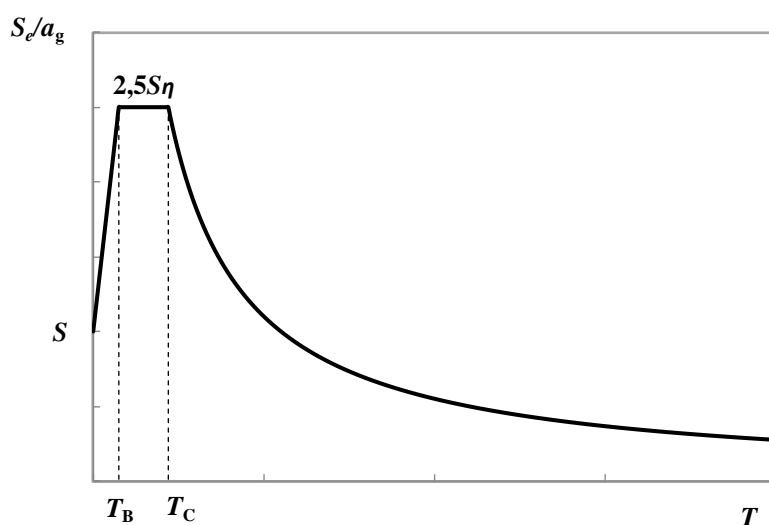


Рисунок 4.3 – Форма спектра упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмических воздействий

4.2.12 Значения периодов T_B и T_C и коэффициент грунтовых условий S , описывающие форму спектра упругих реакций, согласно СН РК EN 1998-1:2004/2012, 3.2.2.2(2)Р, зависят от типа грунтовых условий.

Принятые значения T_B , T_C и S приведены в Таблицах 4.1 и 4.2, соответственно (см. Таблицы 4.2 и 4.3 в НТП РК 08-01.1-2012).

Таблица 4.1 – Значения T_B и T_C

Тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам	T_B , с	T_C , с
IA	0,15	0,44
IB	0,15	0,44
II	0,25	0,64
III	0,375	0,96

Таблица 4.2 – Значения коэффициента S

Тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам	Значения S в зависимости от величин a_g
IA	1,0
IB	$1,0 \leq (1,4 - a_g/g) \leq 1,2$
II	$1,1 \leq (1,8 - 2 \cdot a_g/g) \leq 1,6$
III	$1,2 \leq (2,8 - 5 \cdot a_g/g) \leq 2,4$

4.2.14 В соответствии с 4.2.2.3 НТП РК 08-01.1-2012 значение коэффициента η предлагается определять с помощью Выражений (4.6) и (4.7):

$$\text{при } T \leq 1,0 \text{ с:} \quad \eta = \rho; \quad (4.6)$$

$$\text{при } T \geq 1,0 \text{ с:} \quad \eta = \rho(1/T)^\lambda. \quad (4.7)$$

В Выражениях (4.6) – (4.7) значения ρ и λ определяются следующим образом:

$$\rho = 1 + \frac{0,05 - 0,01\xi}{0,05 + 0,02\xi - 3(0,01\xi)^2}, \quad (4.8)$$

$$\lambda = \frac{0,05 - 0,01\xi}{0,33 + 0,09\xi}. \quad (4.9)$$

где ξ – коэффициент вязкого демпфирования, выраженный в процентах.

ПРИМЕЧАНИЕ Выражения (4.6) – (4.9) позволяют более реалистично оценивать значения коэффициента η .

4.2.15 В соответствии с СН РК EN 1998-1:2004/2012, 3.2.2.2(5)Р, спектр упругих реакций в перемещениях $S_{De}(T)$ может быть получен путем прямого преобразования спектра упругих реакций в ускорениях $S_e(T)$ с помощью следующего выражения:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2. \quad (4.10)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Следует отметить, что спектральное ускорение является абсолютным ускорением и представляет собой ускорение массы относительно основания плюс ускорение основания. Абсолютное ускорение пропорционально инерционной силе, действующей на массу. Спектральное перемещение – это перемещение массы относительно основания. Спектральное перемещение пропорционально восстанавливающей силе.

4.3 Расчетные спектры для упругого анализа

4.3.1 Способность конструкций мостов противостоять сейсмическим воздействиям в области нелинейного деформирования, допускает возможность их проектирования на сейсмические нагрузки меньшие, чем определенные в предположении линейно-упругой реакции.

4.3.2 В соответствии с СН РК EN 1998-1:2004/2012, 3.2.2.5(2) сооружения обладают способностью рассеивать энергию сейсмических колебаний за счет нелинейного поведения их элементов и специальных устройств. Эта способность позволяет избежать выполнения нелинейного анализа при проектировании, выполнив упругий расчет, основанный на спектре реакций, значения ординат которого уменьшены относительно значений ординат спектра упругих реакций.

4.3.3 Спектр реакций с уменьшенными значениями ординат именуется в дальнейшем «расчетный спектр». Уменьшение спектра упругих реакций достигается посредством применения коэффициента поведения q .

4.3.4 Согласно СН РК EN 1998-1:2004/2012, 3.2.2.5(3)Р, коэффициент поведения q представляет собой приближенное значение соотношения сейсмических нагрузок, которые действовали бы на сооружение при его полностью упругой реакции и вязком демпфировании 5 %, к сейсмическим нагрузкам, которые могут использоваться при проектировании сооружения на основе обычной модели упругого расчета, обеспечивающей удовлетворительную реакцию сооружения.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения коэффициента поведения q , учитывающие также влияние вязкого демпфирования, отличающегося от 5 %, приведены для разных материалов и конструктивных систем, согласно соответствующим им классам пластичности в Пособиях к СН РК EN 1998. Значение коэффициента поведения q может быть различным для разных горизонтальных направлений сооружения, но класс пластичности должен быть одинаковым во всех направлениях.

4.3.4 Расчет конструкций сейсмоизолированных мостов должен рассматриваться в условиях ограниченной податливости $q \leq 1,5$ (см. СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012), поэтому для удобства пользования Пособием ниже приводятся расчетные спектры, заимствованные из НТП РК 08-01.1-2012.

4.3.5 Для горизонтальной компоненты сейсмических воздействий расчетный спектр $S_d(T)$ определяется следующими выражениями согласно 4.2.5.4 НТП РК 08-01.1-2012:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right], \quad \text{но не менее } a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}; \quad (4.11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}; \quad (4.12)$$

$$T \geq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \quad \text{но не менее } \beta \cdot a_g, \quad (4.13)$$

где

a_g , S , T_B и T_C – определены в 4.2.2.1 НТП РК 08-01.1-2012 ;

$S_d(T)$ – расчетный спектр для горизонтальной компоненты сейсмического воздействия;

q – коэффициент поведения;

β – показатель нижней границы расчетного спектра для горизонтальных компонент, принимаемый равным $0,2 \cdot S$.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Форма расчетных спектров реакций для горизонтальных компонент сейсмических воздействий, определяемая Выражениями в 4.2.5.4 НТП РК 08-01.1-2012, принята взамен формы, определяемой Выражениями в 3.2.2.5(4)Р СН РК EN 1998-1:2004/2012.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Форма расчетных спектров реакций для вертикальных компонент сейсмических воздействий не приводится, так как эти спектры не используются при расчёте сейсмоизолирующих устройств мостов.

4.4 Представление сейсмического воздействия во временной области

4.4.1 [7.4.2(1)Р] При задании сейсмического воздействия должны выполняться условия 3.2.3 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012).

4.4.2 [3.2.3(1)Р] При выполнении нелинейных расчётов во временной области должны использоваться по крайней мере три пары компонент уравнений движения грунта. Данные пары должны выбираться из числа зарегистрированных событий с указанием магнитуд, расстояния до источника и параметров, которые определяют расчетное сейсмическое воздействие.

4.4.3 [3.2.3(2)Р] В случае отсутствия достаточного количества пар записанных уравнений движения грунта, можно использовать соответствующие модифицированные записи или синтезированные сейсмограммы ускорений.

4.4.4 [3.2.3(3)Р] Согласование с соответствующим упругим спектром реакций с 5 % демпфированием расчетного сейсмического воздействия можно установить посредством масштабирования амплитуды перемещений.

а) Для каждого землетрясения, описываемого парой горизонтальных перемещений, необходимо определить спектр SRSS, для чего нужно найти корень квадратный из суммы квадратов 5 %-демфированного спектра каждой компоненты.

б) Определить спектр ансамбля землетрясений с использованием среднего значения

спектра SRSS для отдельных землетрясений (см. выше).

в) Произвести масштабирование спектра данного ансамбля так, чтобы он оказался не меньше в 1.3 раза 5 % - демпфированного спектра упругих реакций в диапазоне периодов от $0,2T_1$ до $1,5 T_1$, где $1,5 T_1$ — это период собственных колебаний конструкции для податливого моста или эффективный период (T_{eff}) сейсмоизоляционной системы для моста с сейсмической изоляцией (см. 7.2 настоящего Пособия).

г) Масштабный коэффициент, выведенный на предыдущей стадии, должен применяться ко всем отдельным компонентам сейсмического движения.

4.4.5 [3.2.3(4)] Если спектр SRSS компонентов записанной сейсмограммы показывает ускорения, отношение которых к соответствующим значениям спектра упругой реакции расчетного сейсмического воздействия демонстрирует большое отклонение в диапазоне периодов, указанных в 4.4.4, тогда необходимо произвести модификацию записанной сейсмограммы ускорений так, чтобы спектр SRSS модифицированных компонент в большей мере соответствовал спектру упругой реакции расчетного сейсмического воздействия.

4.4.6 [3.2.3 (5) P] Компоненты каждой пары записей землетрясений должны применяться одновременно.

4.4.7[3.2.3(6)] Если трехкомпонентные смещения грунта, записанные при землетрясении, используются для нелинейного анализа во временной области, масштабирование горизонтальных пар компонентов может осуществляться согласно 4.4.4 независимо от масштабирования вертикальных составляющих. Это масштабирование должно быть выполнено так, чтобы среднее значение множества спектров было не ниже 10 % от пятипроцентного референтного демпфированного спектра упругой реакции при вертикальном расчетном сейсмическом воздействии в диапазоне периодов от $0,2T_v$ до $1,5T_v$, где T_v — это период наименьшего режима, когда реакция на вертикальную составляющую превалирует над реакцией на горизонтальные составляющие, (что выражается коэффициентом участия массы).

4.4.8 [3.2.3(7)] Допускается также использование пар горизонтальных записей смещения грунта в комбинации с вертикальными записями разных сейсмических перемещений, совместимых с требованиями 4.4.2. Независимое масштабирование пар горизонтальных и вертикальных записей должно выполняться в соответствии с 4.4.7.

4.4.9 [3.2.3(8)] Модификация записанной вертикальной составляющей в 4.4.7 и 4.4.8 разрешается при использовании метода, указанного в 4.4.5.

5 СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИЕ УСТРОЙСТВА

5.1 Основные типы современных сейсмоизолирующих устройств

5.1.1 В последние десятилетия разработано, испытано и применено при сооружении многочисленных объектов (мостов, плотин, атомных станций, зданий и др.) большое количество различных сейсмоизолирующих устройств.

Основные типы сейсмоизолирующих опорных частей, получившие наиболее широкое применение на практике [4, 5, 6]:

- резинометаллические опорные части из натуральной или синтетической резины с малым коэффициентом демпфирования;
- резинометаллические опорные части из натуральной резины с большим коэффициентом демпфирования;
- резинометаллические опорные части из натуральной резины со свинцовым стержнем.

5.1.2 Опорные части, допускающие скольжение (проскальзывание):

- плоские опорные части;
- сферические опорные части.

ПРИМЕЧАНИЕ Характеристики опорных частей, необходимые для расчёта, обычно приводятся в проспектах фирм изготовителей.

5.2 Резинометаллические опорные части

5.2.1 Резинометаллические опорные части устанавливаются на устои или промежуточные опоры под пролётными строениями. На вертикальную нагрузку эти устройства работают как обычные опорные части, на горизонтальную сейсмическую нагрузку работают как сейсмоизоляторы (см. Приложение Г).

5.2.2 Резинометаллические опорные части выполняются в форме цилиндров или прямоугольников из натуральной или синтетической резины и металлических листов. Опорные части состоят из слоёв резины и металлических листов. Слои резины обеспечивают поперечную податливость, в то время как металлические листы обеспечивают вертикальную жёсткость. Резина покрывает все внешние поверхности опорной части для защиты стальных листов от коррозии.

5.2.3 Для обеспечения податливости в горизонтальном направлении сейсмоизолирующие опорные части делаются более высокими по сравнению с обычными опорными частями.

5.2.4 Характеристики резинометаллических опорных частей определяются в результате динамических испытаний, при которых опорные части подвергаются постоянной вертикальной нагрузке и гармонической поперечной силе.

5.3 Опорные части из натуральной или синтетической резины с малым коэффициентом демпфирования

5.3.1 Опорные части данного типа состоят из натуральной или синтетической резины и металлических листов (Рисунок 5.1).



Рисунок 5.1 - Опорная часть из натуральной или синтетической резины

5.3.2 Основные свойства:

- линейная зависимость перемещений от силы при сдвиге - до 100% и более;
- коэффициент демпфирования всего от 2% до 3%.

5.3.3 Положительные качества:

- простота производства;
- простая расчётная схема при моделировании;
- реакция опорной части не зависит от величины нагрузки, от характера изменения нагрузки во времени, от температуры окружающей среды и от времени (материал не подвержен старению).

5.3.4 Недостатки:

- необходима установка дополнительных демпфирующих устройств.

5.3.5 Жёсткость опорной части при сдвиге определяется по формуле:

$$k = \frac{GA}{h}, \quad (5.1)$$

где G - модуль сдвига резины (для мостовых опорных частей обычно используется резина с модулем сдвига $G=1\text{МПа}$),

A - площадь поперечного сечения опорной части,

h - общая толщина резиновых слоёв.

5.3.6 Для оценки периода колебаний массы, находящейся на опорной части можно использовать выражение:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{Mh}{GA}} = 2\pi \sqrt{\frac{Sh\gamma A'}{Ag}}, \quad (5.2)$$

где γ - деформация сдвига, диапазон изменения от 0,9 до 1,4.

A' - площадь перекрывания нижней поверхности опорной части верхней поверхностью при максимальном сдвиге,

S - коэффициент формы, для опорных частей, используемых в мостах, принимает значения от 3 до 40 (зависит от размеров опорной части в плане и толщины слоёв резины).

Коэффициент формы для прямоугольной в плане опоры (a и b размеры слоёв в плане) определяется по формуле:

$$S = \frac{ab}{2h(a+b)} \quad (5.3)$$

5.4 Опорные части из натуральной резины с большим коэффициентом демпфирования

5.4.1 Опорные части данного типа состоят из натуральной резины с наполнителем и стальных листов (Рисунок 5.2).

5.4.2 Основные свойства:

- допускаемые деформации сдвига 200 - 350%;
- коэффициент демпфирования от 10% до 20% при деформации сдвига порядка 100%, увеличение демпфирования достигается добавлением в резину тонкодисперсной сажи, канифоли и других запатентованных добавок;

- модуль сдвига от 0,40 до 1,4 МПа.

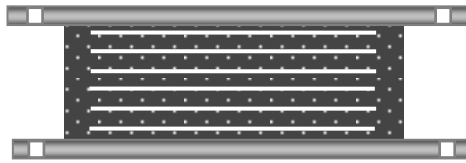


Рисунок 5.2 - Опорная часть из натуральной резины с наполнителями для повышения демпфирующих свойств

5.4.3 Особые свойства:

- эффективная жёсткость и величина, определяющая демпфирование, зависят от типа эластомера и наполнителей, от величины сжатия и скорости нагружения;
- динамические характеристики сильно демпфированных материалов - жёсткость и демпфирующие свойства зависят от предшествующих нагружений. Например, характеристики опорных частей (жёсткость и демпфирование), которые ранее уже подвергались нагрузкам, могут уменьшиться по сравнению с характеристиками опорных частей, нагружаемыми впервые.

5.5 Резинометаллические опорные части со свинцовым стержнем (из натуральной или синтетической резины с малым коэффициентом демпфирования)

5.5.1 Широко используются эластомерные опорные части со свинцовым стержнем (Рисунки 5.3, 5.4). Эти опорные части изобретены в Новой Зеландии в 1975 году и с тех пор широко используются во многих странах, таких как: Япония, США, Канада и в странах Европы. Они состоят из слоев резины, стальных листов и свинцовых стержней [5,6].

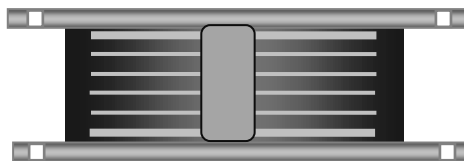


Рисунок 5.3 - Резинометаллическая опорная часть из натуральной резины со свинцовым стержнем

5.5.2 Резиновые слои из материала с малым коэффициентом демпфирования обеспечивают поперечную податливость. Модуль сдвига 0,6 – 0,7 МПа при деформации сдвига 100%. Максимальные деформации сдвига 125-200%. Так как деформации сдвига в опорных частях обычно не превышают 200 %, зависимость характеристик от деформации и их вариации не такие значительные как у опорных частей с повышенным коэффициентом демпфирования.

5.5.3 Стальные пластины обеспечивают вертикальную жёсткость и ограничивают поперечное выпучивание резины.

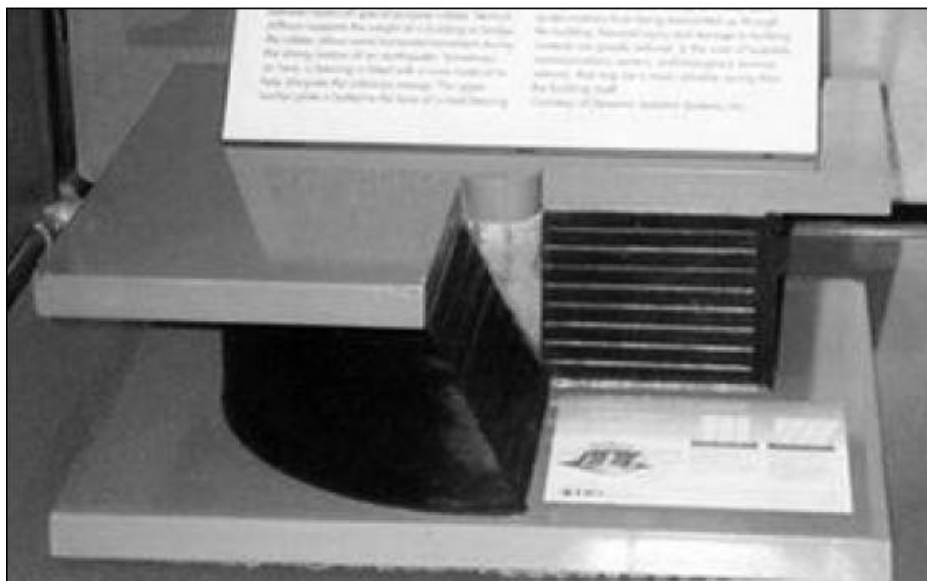


Рисунок 5.4 - Резинометаллическая опорная часть со свинцовым стержнем

5.5.4 Свинцовый стержень, впрессованный в опорную часть, обеспечивает рассеяние энергии вследствие текучести свинца. Напряжение текучести свинцового стержня в начальный момент равно 10,5 МПа. При циклическом нагружении жёсткость уменьшается вследствие повышения температуры. Гистерезисная кривая строго зависит от перемещений. Усталостные явления не проявляются, так как свинец перекристаллизуется при нормальной температуре.

5.5.5 Опорные части со свинцовым стержнем (Lead rubber bearing) известны в мире под маркой (LRB) или (DIS). Типовые размеры этих опорных частей и значения их несущей способности представлены в Таблице 5.1.

Эти опоры используются как для усиления сейсмостойкости существующих старых мостов, так и для строительства новых [5].

5.5.6 Эффективность опорных частей со свинцовым стержнем обусловлена высокой диссипацией энергии свинцовой вставкой. Такая опорная часть ведёт себя как упруго - пластический элемент (см. Приложение Г).

5.5.7 [7.5.2.3.3(9)] Свинцово-резиновые опорные части (LRB) состоят из слабо-демпфирующих опорных частей с цилиндрическим свинцовым сердечником. Благодаря текучести свинцового сердечника данные устройства обладают гистерезисными свойствами, которые можно представить в виде билинейной аппроксимации, как показано на Рисунке 5.5, со следующими параметрами:

— упругая жесткость:

$$K_e = K_L + K_R, \quad (5.4)$$

где K_R и K_L представляют собой параметры, характеризующие жесткость эластомерных и свинцовых частей устройства на сдвиг;

— жесткость за пределами упругости: $K_p = K_R$;

— сила текучести: $F_y = F_{Ly}(1 + K_R/K_L)$,

где F_{Ly} — сила текучести свинцового сердечника.

Таблица 5.1- Величины максимальных нагрузок на опорные части типа DIS (кН)

Размеры в плане А(мм) В(мм)		Площадь (мм ²)	Толщина слоёв резины, (мм)			
			6,5	9,5	12,5	19
229	229	52258	236	160	125	85
254	254	64516	338	227	173	120
279	279	78064	463	311	236	165
305	305	92903	614	414	311	214
330	330	109032	796	534	405	276
356	356	126451	1,010	676	512	351
381	381	145161	1,263	845	641	436
406	406	165161	1,552	1,041	783	529
432	432	186451	1,882	1,259	952	641
457	457	209032	2,255	1,508	1,139	770
483	483	232903	2,678	1,793	1,348	912
508	508	258064	3,149	2,104	1,583	1,068
533	533	284516	3,674	2,455	1,846	1,241
559	559	312257	4,252	2,842	2,135	1,437
584	584	341290	4,888	3,265	2,455	1,650
610	610	371612	5,582	3,727	2,802	1,882
635	635	403225	6,343	4,234	3,185	2,135
660	660	436128	7,170	4,786	3,598	2,411
686	686	470322	8,064	5,382	4,043	2,713
711	711	505805	9,029	6,027	4,528	3,034
737	737	542580	10,070	6,721	5,048	3,380
762	762	580644	11,187	7,464	5,609	3,754
787	787	619999	12,383	8,264	6,205	4,154
813	813	660644	13,660	9,118	6,845	4,581
838	838	702579	15,025	10,026	7,530	5,040
864	864	745805	16,480	10,995	8,255	5,524
889	889	790321	18,023	12,023	9,029	6,040
914	914	836127	19,660	13,117	9,848	6,587

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Если $K_R \ll K_L$, тогда $K_e \cong K_L$ и $F_y \cong F_{Ly}$

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Свинцово-резиновые опорные части (LRBs) должны соответствовать требованиям СТ РК 15129-2012: «Устройства антисейсмические».

5.5.8 [7.5.2.3.2(1)] Гистерезисный режим. Зависимость «сила-перемещение» изолятора в горизонтальном направлении можно аппроксимировать, используя билинейную зависимость, как показано на Рисунке 5.5

5.5.9 [7.5.2.3.2(2)] Ниже приведены параметры билинейной аппроксимации:

d_y - перемещение, соответствующее текучести;

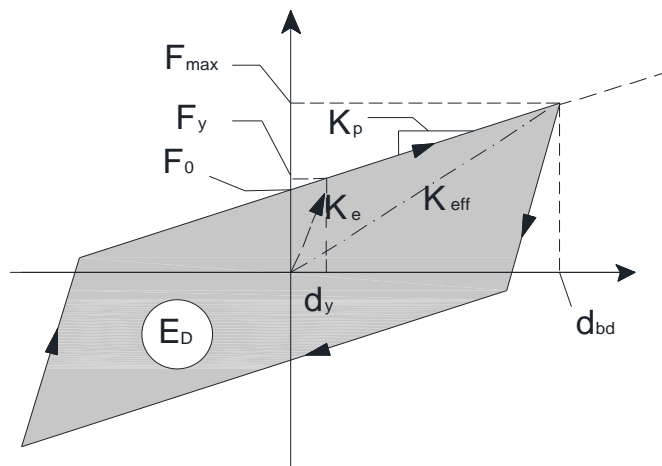


Рисунок 5.5 — Билинейная аппроксимация зависимости «сила-перемещение» гистерезисного поведения

d_{bd} - расчетное перемещение изолятора, соответствующее расчетному перемещению d_{cd} сейсмоизолирующей системы;

E_D - рассеянная энергия за цикл при расчетном перемещении d_{bd} , равном площади, заключаемой петлей гистерезиса равная $4(F_y d_{bd} - F_{\max} d_y)$;

F_y - сила текучести в условиях монотонной нагрузки;

F_0 - сила при нулевом перемещении под воздействием циклической нагрузки равная $F_y - K_p d_y$;

F_{\max} - максимальная сила, соответствующая расчетному перемещению d_{bd} ;

K_e - упругая жесткость при монотонной нагрузке равная F_y/d_y , равная также разгрузочной жесткости при циклическом нагружении;

K_p - (касательная) жесткость за пределами упругости равная $(F_{\max} - F_y)/(d_{bd} - d_y)$.

5.6 Расчётные характеристики резинометаллических опорных частей

5.6.1 Расчётные характеристики резинометаллических опорных частей определяются в результате динамических испытаний, при которых опорные части подвергаются постоянной вертикальной нагрузке и гармонической поперечной силе. На Рисунке 5.6 представлены схемы приложения нагрузок для определения демпфирующих свойств резинометаллических опорных частей.

5.6.2 В результате испытаний определяются петли гистерезиса, площади которых пропорциональны энергии, рассеиваемой опорной частью за цикл колебаний. На Рисунке 5.7 представлены петли гистерезиса резинометаллических опорных частей различного типа, определённые экспериментальным путём.

5.6.3 Расчётные характеристики резинометаллических опорных частей получают также в результате испытаний на гармонические воздействия (Рисунки 5.8, 5.9 и 5.10). При таких испытаниях опорные части подвергаются постоянным сжимающим нагрузкам, а верхней плите задаются периодические поперечные перемещения с заданной частотой и амплитудой: $u(t) = u_0 \sin \omega t$.

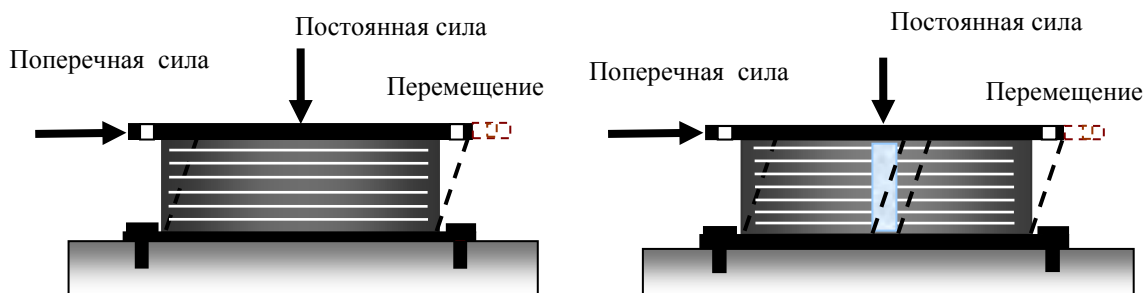
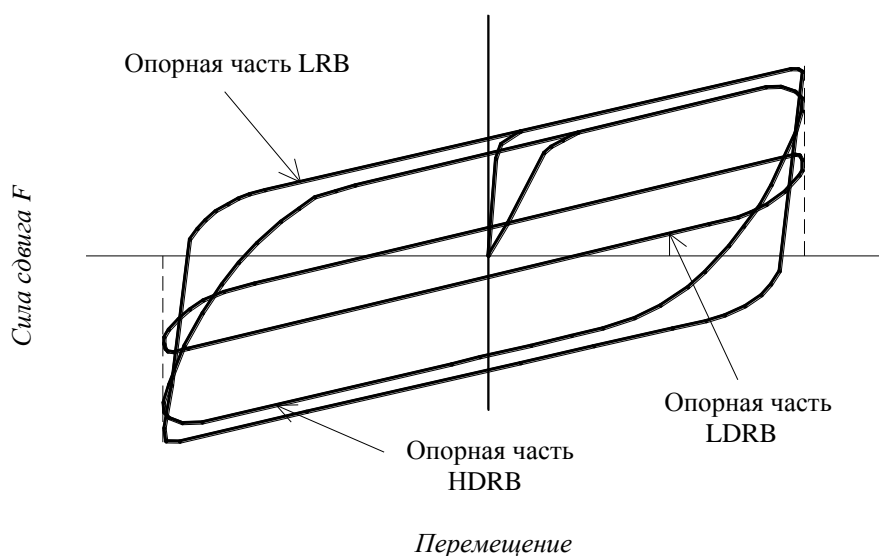


Рисунок 5.6 - Схемы приложения нагрузок для определения демпфирующих свойств опорных частей



LDRB – резинометаллические опорные части из натуральной или синтетической резины с малым коэффициентом демпфирования,

HDRB - резинометаллические опорные части из натуральной или синтетической резины с большим коэффициентом демпфирования,

LRB - резинометаллические опорные части из резины с малым коэффициентом демпфирования и свинцовым стержнем.

Рисунок 5.7 - Гистерезисные кривые опорных частей различного типа

5.6.4 Если опорные части моделируются упруго-вязкими элементами, упругие силы, возникающие в опорных частях, пропорциональны перемещениям, а демпфирующие силы пропорциональны скоростям. Результирующая, (измеряемая в экспериментах) сила зависит и от перемещения и от скорости.

При этом производятся измерения сил, вызывающих эти перемещения. При наличии демпфирования силы не совпадают по фазе с перемещениями, поэтому можно предположить, что выражение для силы имеет вид:

$$Q(t) = Q_0 \sin(\omega t + \varphi) = Q_0 \sin \omega t \cos \varphi + Q_0 \cos \varphi \sin \omega, \quad (5.5)$$

Преобразуем эту формулу, используя выражение для перемещений:

$$Q(t) = \frac{Q_0 \cos \varphi}{u_0} u_0 \sin \omega t + \frac{Q_0 \sin \omega}{u_0 \omega} u_0 \omega \cos \omega t, \quad (5.6)$$

или

$$Q(t) = \frac{Q_0 \cos \varphi}{u_0} u(t) + \frac{Q_0 \sin \omega}{u_0 \omega} \dot{u}(t), \quad (5.7)$$

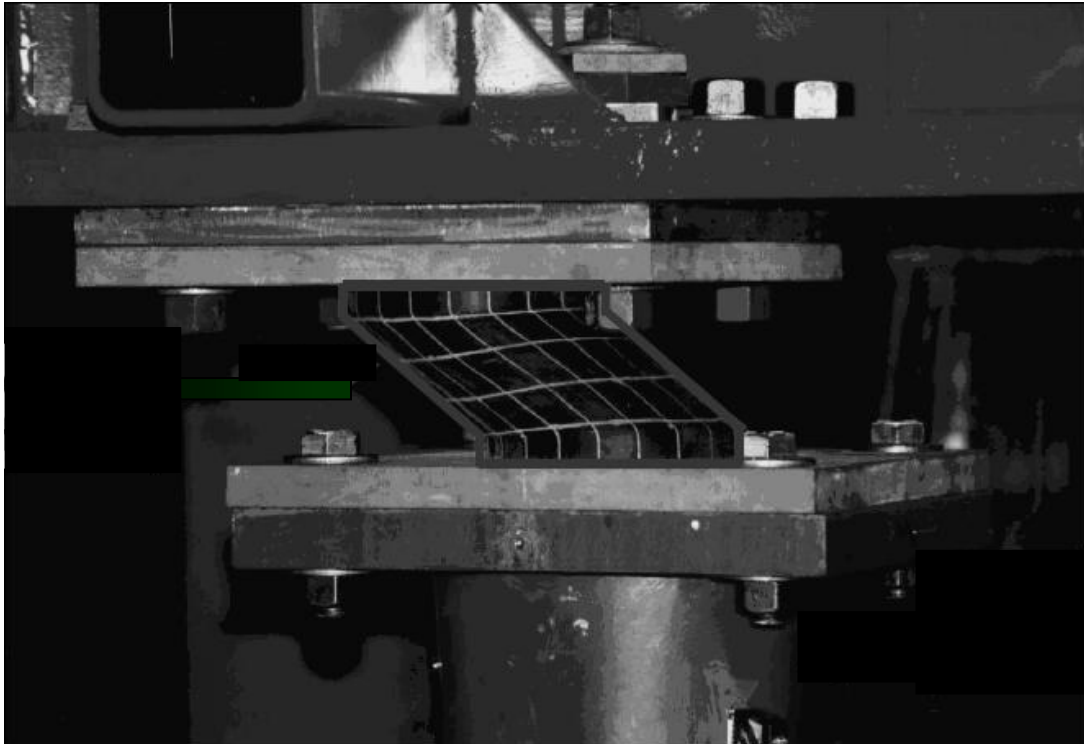


Рисунок 5.8 – Схема деформирования при испытании резинометаллической опорной части

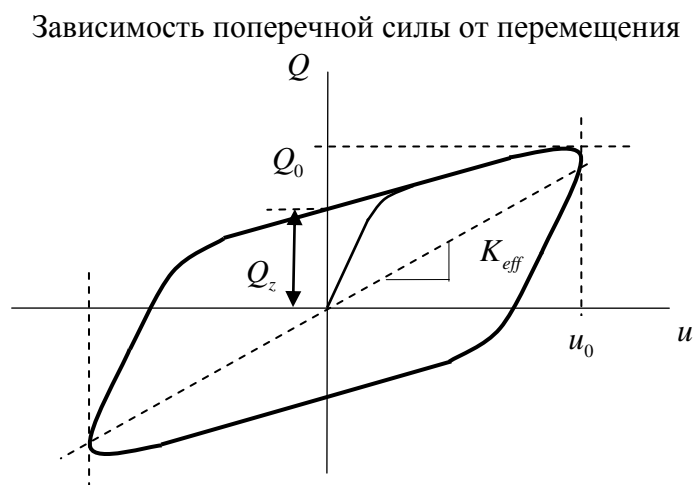


Рисунок 5.9 - Типичная диаграмма при испытании резинометаллической опорной части

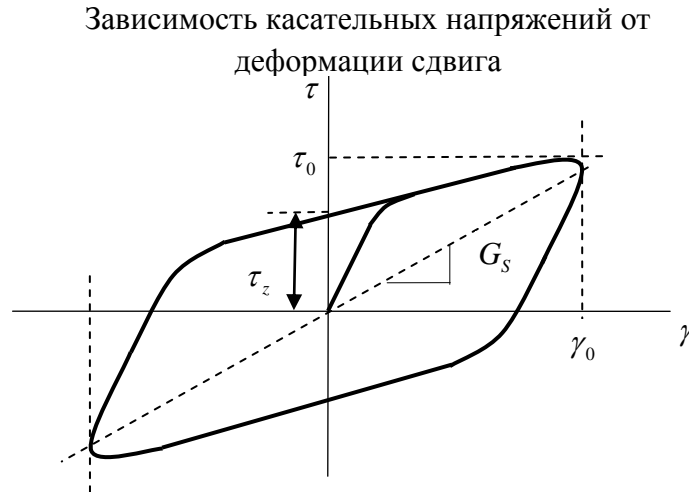


Рисунок 5.10 - Зависимость касательных напряжений от деформаций сдвига при гармоническом нагружении

Демпфирующая сила смещена по фазе относительно упругой силы на величину $\frac{\pi}{2}$.

Таким образом, результирующую силу можно представить в виде:

$$Q(t) = K_{eff} u(t) + C_{eff} \dot{u}(t), \quad (5.8)$$

Для определения параметров K_{eff} и C_{eff} используют график зависимости поперечной силы от перемещения, полученный при испытании резинометаллической опорной части (Рисунок 5.9).

Из Выражения (5.6) при $u(t) = 0$ следует: $Q_z = Q_0 \sin \varphi$, таким образом, фазовый угол смещения силы относительно перемещения определяется формулой: $\sin \varphi = \frac{Q_z}{Q_0}$.

Учитывая Выражения (5.6) и (5.7), получим:

$$K_{eff} = \frac{Q_0}{u_0} \cos \varphi, \quad C_{eff} = \frac{Q_0}{u_0} \sin \varphi. \quad (5.9)$$

Относительный коэффициент демпфирования можно найти, используя выражение для фазового угла: $\xi = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \varphi$.

5.6.5 Для описания поведения элементов, обладающих упругими и вязкими свойствами, могут быть использованы принятые понятия: «накопительная жёсткость» (storage stiffness), от которой зависит величина запасаемой энергии, и «потерянная жёсткость» (loss stiffness), от которой зависит величина рассеиваемой энергии. Эти параметры определяются выражениями:

$$K_s = K_{eff} = \frac{Q_0}{u_0} \cos \varphi \quad \text{и} \quad K_L = C_{eff} = \frac{Q_0}{u_0} \sin \varphi \quad \text{или} \quad K_L = \frac{Q_z}{u_0}. \quad (5.10)$$

Коэффициент демпфирования определяется по формуле

$$C_{eff} = \frac{K_L}{\omega} \quad (5.11)$$

5.6.6 «Накопительная жёсткость» характеризует опорную часть, с точки зрения накопления энергии, другими словами определяет упругие свойства, в то время как «потерянная жёсткость» характеризует опорную часть, с точки зрения рассеяния энергии. Фазовый угол характеризует соотношение между запасаемой и рассеиваемой энергией.

Если фазовый угол равен $\frac{\pi}{2}$, это свидетельствует о том, что опорная часть не запасает энергию, т.е. представляет собой демпфер, характеризующийся параметрами:

$$K_S = K_{eff} = 0, \quad K_L = \frac{Q_z}{u_0} \text{ и } C_{eff} = \frac{Q_z}{u_0 \omega} \quad (5.12)$$

И наоборот, если фазовый угол равен нулю, опорная часть не рассеивает энергию, т.е. опорная часть представляет собой упругий элемент (линейную пружину):

$$K_{eff} = \frac{Q_z}{u_0}, \quad C_{eff} = 0 \quad (5.13)$$

5.6.7 В общем случае, жёсткость пружины, эквивалентная жёсткости опорной части, определяется тангенсом угла наклона петли гистерезиса. Угол наклона петли гистерезиса определяется углом наклона прямой, проведённой через точки петли, соответствующие максимальным перемещениям.

Ширина петли гистерезиса (при $u=0$) пропорциональна «потерянной жёсткости». Площадь петли гистерезиса, которая также пропорциональна «потерянной жёсткости», равна энергии, рассеиваемой за один цикл колебаний.

5.6.8 Используя экспериментальную петлю гистерезиса, можно получить зависимости между модулями упругости при сдвиге и деформациями сдвига вязкоупругой опорной части (Рисунок 5.10).

В этом случае также удобно использовать два параметра, характеризующих жёсткость при сдвиге опорной части при гармоническом нагружении: модуль сдвига G_S , от которого зависит величина запасаемой энергии, и модуль G_L , от величины которого зависит рассеиваемая энергия.

Учитывая, что параметры K_S и K_L , можно представить в виде:

$$K_S = \frac{G_S A}{h_p}, \quad K_L = \frac{G_L A}{h_p}, \quad (5.14)$$

где A - площадь поперечного сечения опорной части,

h_p - общая толщина резиновых слоёв,

$\gamma(t)$ - деформация сдвига.

Выражение (5.8) можно представить в виде:

$$\tau(t) = G_S \gamma(t) + \frac{G_L}{\omega} \dot{\gamma}(t) \quad (5.15)$$

Ширина петли гистерезиса (при $\gamma = 0$) пропорциональна модулю сдвига G_L , который, в свою очередь, пропорционален «потерянной жёсткости». Модуль сдвига G_L

определяет величину рассеиваемой энергии. Площадь петли гистерезиса пропорциональна модулю G_L и равна энергии, рассеиваемой за один цикл колебаний.

5.6.9 Модуль сдвига G_S характеризует максимальную величину, запасаемой энергии. Следует отметить такой важный факт, что модули G_S и G_L характеризуют свойства материала в отличие от параметров K_S и K_L , которые зависят от конструктивных особенностей опорных частей (площади резиновых слоёв A , общей толщины резиновых слоёв h_p).

5.6.10 Фазовый угол между силой, пропорциональной деформации сдвига, и силой, пропорциональной скорости деформации сдвига, определяется из отношения: $\sin \varphi = \frac{\tau_z}{\tau_0}$.

Коэффициент потерь (зависит от частоты): $\eta = \operatorname{tg} \varphi = \frac{G_L}{G_S}$.

Относительный коэффициент демпфирования: $\xi = \frac{\eta}{2} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{2}$.

5.7 Фрикционные опорные части

5.7.1 Одним из наиболее распространённых в последнее время способов сейсмоизоляции мостовых конструкций является использование фрикционных опорных частей. Поглощение энергии в этих опорных частях происходит за счёт работы сил трения и рассеяние энергии в виде тепла в окружающее пространство (Рисунок 5.11). Особенностью этих устройств является широкий диапазон частот, в котором они эффективно рассеивают энергию сейсмических воздействий и уменьшают амплитуды колебаний элементов конструкций.

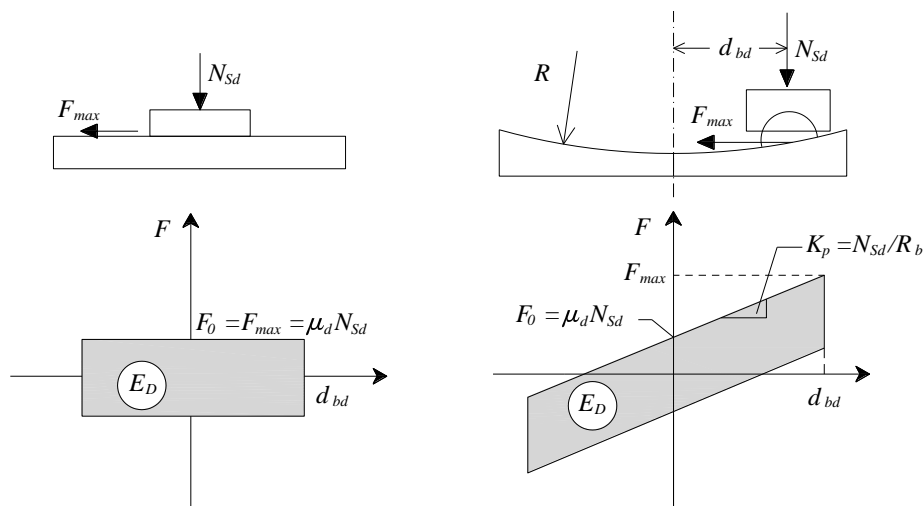


Рисунок 5.11 — Зависимость «сила трения-перемещение»

5.7.2 [7.5.2.3.5(1)] Скользящие устройства с плоской скользящей поверхностью ограничивают силу, передаваемую на верхнее строение, до уровня:

$$F_{\max} = \mu_d N_{sd} \text{sign}(\dot{d}_b), \quad (5.16)$$

где μ_d — динамический коэффициент трения;

N_{sd} — нормальная сила, передаваемая через сейсмоизолирующее устройство;

$\text{sign}(\dot{d}_b)$, — знак вектора скорости \dot{d}_b ;

d_b — относительное смещение двух поверхностей скольжения.

Однако, такие устройства могут вызвать существенные постоянные перемещения. Поэтому они должны использоваться вместе с другими устройствами, обеспечивающими восстановление их исходных положений (см. 7.7.1 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012).

5.7.3 [7.5.2.3.5(2)] Скользящие устройства со сферической поверхностью скольжения с радиусом R_b обеспечивают восстанавливающую силу при перемещении d_b , равную $N_{sd} d_b / R_b$. Ниже приводится отношение силы к перемещению для такого устройства:

$$F_{\max} = \frac{N_{sd}}{R_b} d_{bd} + \mu_d N_{sd} \text{sign}(\dot{d}_{bd}) \quad (5.17)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Выражение (5.17) представляет достаточно хорошую аппроксимацию, когда $d_b / R_b \leq 0,25$

5.7.4 [7.5.2.3.5(3)] В двух рассмотренных выше случаях, энергия, рассеянная за цикл E_D (см. Рисунок 5.11) при расчетном смещении d_{bd} , определяется выражением:

$$E_D = 4\mu_d N_{sd} d_{bd} \quad (5.18)$$

5.7.5 [7.5.2.3.5(4)] Динамический коэффициент трения μ_d зависит, в основном, от следующих параметров:

— состава поверхностей скольжения;

— использования или не использования смазки;

— нормального давления на поверхность скольжения в расчетной сейсмической ситуации;

— скорости скольжения,

и должен определяться при проведении соответствующих испытаний.

ПРИМЕЧАНИЕ Информация о проведении испытаний для определения динамического коэффициента трения приводится в информационном Приложении К СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012. Следует отметить, что для чистого материала ПТФЭ, скользящего по отполированной поверхности из нержавеющей стали, динамический коэффициент трения может быть довольно низким ($\leq 0,01$) в диапазоне скоростей, соответствующих сейсмическому перемещению, а также в обычном диапазоне опорных давлений, воздействующих на поверхность скольжения при расчетном сейсмическом воздействии.

5.7.6 [7.5.2.3.5(5)] Если оценка эквивалентного демпфирования сейсмоизолирующей системы произведена без учета влияния этих элементов, (скользящих опор с плоской поверхностью скольжения из ПТФЭ, со смазкой, обеспечивающих скольжение в обоих горизонтальных направлениях, согласно СТ РК EN 1337-2-2011, и эластомерных опор с элементами ПТФЭ со смазкой, обеспечивающих скольжение в одном горизонтальном направлении, и работающие в то же время, как слабо-демпфирующие эластомерные опоры в другом направлении), тогда изолирующие системы не подлежат специальным

испытаниям на сейсмостойкость согласно СТ РК EN 1337-2-2011 и СТ РК EN 1337-3-2011.

Фрикционные опорные части уменьшают силы, передающиеся на пролётное строение моста при воздействии землетрясения за счёт того, что пролётное строение перемещается на опорных частях с малым коэффициентом трения. Максимальная сила трения между поверхностями, по которым происходит скольжение, является предельной силой, передающейся на сейсмоизолированную часть сооружения.

5.7.7 На сегодня предложено большое количество конструкций опорных частей фрикционного типа. На Рисунке 5.12 представлена наиболее удачная из них и получившая широкое распространение. Это устройство было впервые предложено Mostaghel и Khodaverdian в 1987 году и известно под маркой R-FBI: резино-фрикционные изоляторы [7].

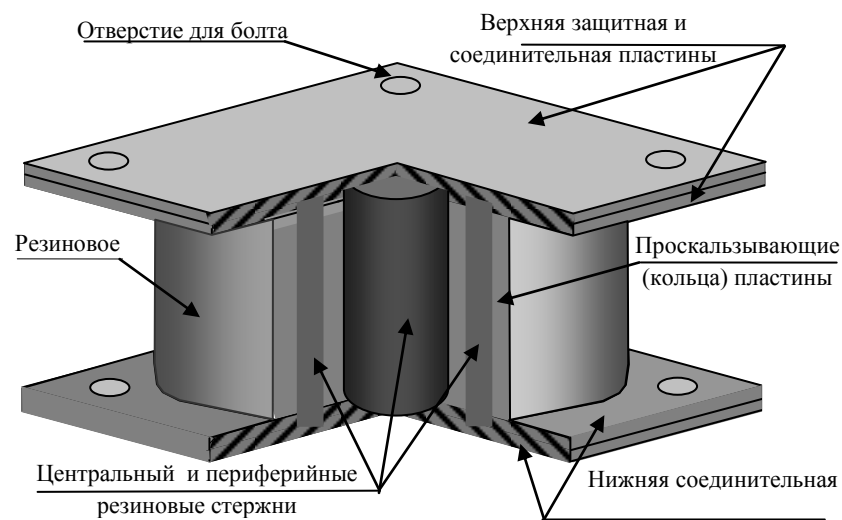


Рисунок 5.12 - Фрикционная опорная часть марки R-FBI

5.7.8 Опорные части состоят из набора концентрических стальных пластин с тефлоновым покрытием. В центре (внутри опорной части) находится резиновый сердечник и несколько резиновых стержней, расположенных на некотором расстоянии от центра. Резиновые стержни не несут вертикальной нагрузки, поэтому вулканизируются внутри опорной части и обеспечивают распределение относительных перемещений пластин по высоте. Такая комбинация подвижных пластин и резины обладает фрикционными и упругими свойствами. Упругие и демпфирующие характеристики таких опорных частей определяются в результате лабораторных испытаний.

5.7.9 Основным недостатком, как уже отмечалось выше, проявляющимся при использовании только фрикционных опорных частей при сейсмоизоляции, заключаются в отсутствии сил, возвращающих сейсмоизолированную часть в первоначальное положение, а также отсутствие определённости и предсказуемости величины реакции. Это требует добавления упругих элементов для возвращения пролётного строения в исходное положение или модификации конструкции опорной части. Такой модифицированной конструкцией, которая обеспечивает возвращение пролётного строения в исходное

положение и рассеивает энергию, являются фрикционно-маятниковые опорные части.

5.8 Фрикционно-маятниковые сейсмоизолирующие опорные части

5.8.1 Фрикционно-маятниковые опорные части получили широкое распространение в различных странах мира в качестве сейсмоизолирующих устройств для мостов, зданий и других сооружений. Фрикционно-маятниковая опорная часть, состоит из двух тел, соприкасающихся по сферическим поверхностям (Рисунки 5.13 и 5.14) Для равномерной передачи нагрузок контактирующие поверхности имеют одинаковый радиус.

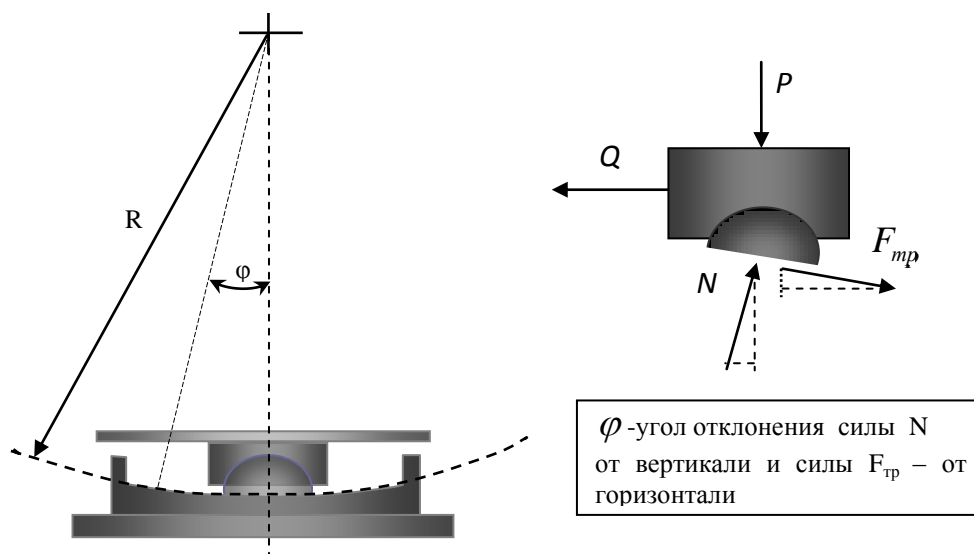


Рисунок 5.13 - Схема сферической фрикционно-маятниковой опорной части

5.8.2 Сферические поверхности могут быть расположены вогнутостью вверх или вниз. В большинстве случаев для предотвращения загрязнений поверхностей используются устройства с вогнутыми вниз поверхностями. На поверхности наносятся покрытия, уменьшающие силы трения.

5.8.3 При горизонтальных колебаниях два тела скользят по сферическим поверхностям относительно друг друга. При горизонтальных перемещениях пролётного строения часть кинетической энергии переходит в потенциальную, которая создаёт возвращающую силу.

5.8.4 В тех случаях, когда необходимо, увеличить демпфирующие свойства, между фрикционными поверхностями располагается слой, увеличивающий силу трения.

5.8.5 Коэффициент трения между скользящими поверхностями определяет величину рассеиваемой энергии и может меняться в зависимости от требований от 5% до 35%. Количественная величина рассеиваемой энергии определяется площадью петли гистерезиса при лабораторных испытаниях опорных устройств.

Примеры гистерезисных кривых для фрикционной самоцентрирующейся маятниковой опоры и фрикционной опоры представлены на Рисунке 5.15.

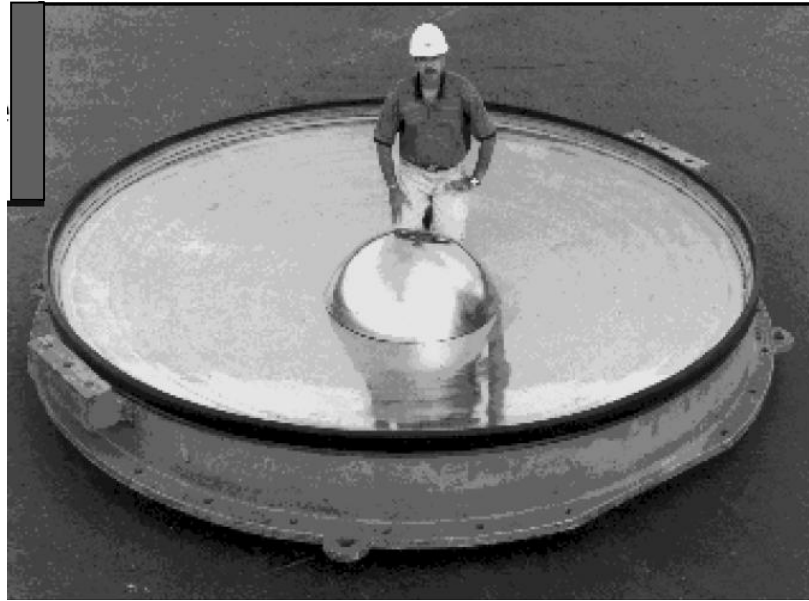


Рисунок 5.14 - Нижняя плита сферической фрикционно-маятниковой части для моста Venicia-Martinez Сан Франциско

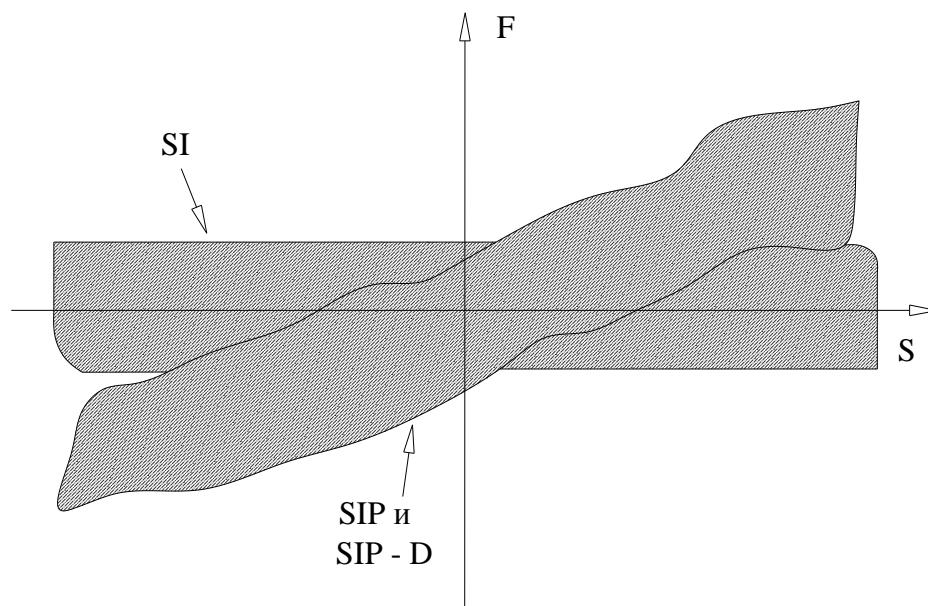


Рисунок 5.15 - Гистерезисные кривые фрикционной опоры типа SI фрикционной самоцентрирующейся маятниковой опоры SIP и SI-D

5.8.6 Период собственных горизонтальных колебаний пролётных строений, установленных на самоцентрирующиеся маятниковые опоры, не зависит от массы пролётного строения и является функцией радиуса сферических поверхностей опор.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} . \quad (5.19)$$

Эффективный коэффициент жёсткости при горизонтальных смещениях определяется выражением:

$$K_{eff} = \frac{P}{R} + \frac{\mu P}{d}, \quad (5.20)$$

где μ - коэффициент трения, d - перемещение.

5.8.7 Относительный коэффициент демпфирования может быть выражен через перемещение и коэффициент трения:

$$\beta = \frac{2}{\pi} \frac{\mu}{\mu + d/R}. \quad (5.21)$$

5.8.8 Величину подъёма конструкции (вертикальное перемещение) при горизонтальном перемещении по сферической поверхности можно определить по формуле:

$$\delta_v \cong \frac{1}{2} \frac{d^2}{R} \quad (5.22)$$

5.8.9 То, что период колебаний конструкции на маятниковых сейсмоизоляторах не зависит от массы поддерживаемой конструкции, даёт большие преимущества по сравнению с эластомерными опорными частями, поскольку при выборе эластомерных сейсмоизоляторов необходимо учитывать целый ряд факторов.

5.8.10 Для того, чтобы увеличить период колебаний при использовании резинометаллических изоляторов, необходимо увеличивать их высоту, которая ограничивается условием устойчивости. При использовании фрикционных маятниковых опорных частей изменения периода можно добиться простым изменением радиусов опорных частей.

5.8.11 Другим преимуществом фрикционно-маятниковых опорных частей является высокая несущая способность - до 130 000 кН, что позволяет использовать их в конструкциях большепролетных мостов [4].

6 МАТЕМАТИЧЕСКИЕ МОДЕЛИ СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИХ УСТРОЙСТВ

6.1 Линейная математическая модель резинометаллических опорных частей из натуральной и синтетической резины

6.1.1 Линейное поведение резинометаллических опорных частей моделируется линейной пружиной с постоянной эффективной жёсткостью K_{eff} и линейным демпфером с постоянным коэффициентом демпфирования C_{eff} .

6.1.2 На Рисунке 6.1 представлена зависимость поперечной силы от перемещения, полученная при динамических испытаниях. Горизонтальные перемещения верхней плиты задавались по гармоническому закону с частотой, равной собственной частоте, с амплитудой, равной расчётной.

6.1.3 Линейная математическая модель опорной части со свинцовым стержнем также представляет собой пружину с постоянной эффективной жёсткостью K_{eff} и демпфером с постоянным коэффициентом демпфирования C_{eff} .

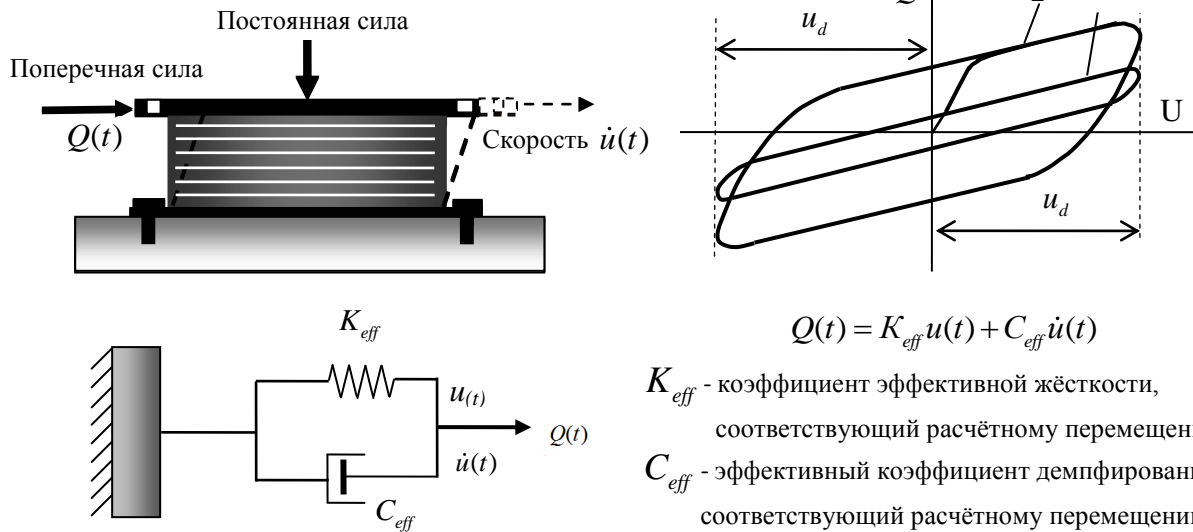


Рисунок 6.1 - Математическая модель резинометаллических (эластомерных) опорных частей с малым и высоким коэффициентами демпфирования

6.1.4 На Рисунке 6.2 для сравнения представлены петли гистерезиса трёх различных типов резинометаллических опорных частей.

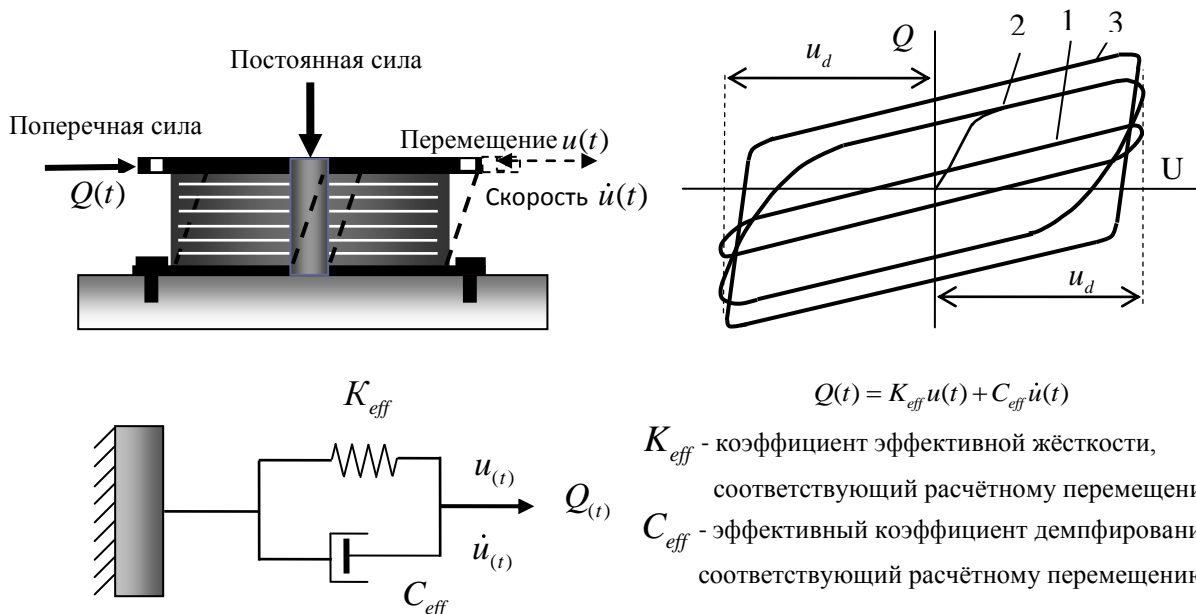


Рисунок 6.2 - Математическая модель резинометаллических (эластомерных) опорных частей с малым и высоким коэффициентом демпфирования и со свинцовым сердечником

Как видно из графиков, полученных при испытаниях опорных частей на гармонические воздействия, зависимость поперечной силы от перемещения нелинейная. Тем не менее, существуют методики, позволяющие использовать линейные модели, для чего необходимо определить эквивалентные линейные параметры опорных частей: а именно эффективную жёсткость и эффективный коэффициент демпфирования.

6.2 Методика определения линейных характеристик резинометаллических опорных частей с использованием билинейной петли гистерезиса

6.2.1 Для определения эквивалентных линейных параметров опорных частей: эффективной жёсткости K_{eff} и эффективного коэффициента демпфирования C_{eff} , петлю гистерезиса, полученную при испытаниях опорных частей, заменяют идеализированной билинейной петлей. Для этой цели на реальную петлю гистерезиса накладывают билинейную (Рисунок 6.3) при соблюдении следующих условий: должны совпадать максимальные (пиковые) перемещения d и площади петель гистерезиса A_d .

6.2.2 При таких условиях эквивалентные линейные характеристики резинометаллических опорных частей определяются выражениями, представленными ниже.

Коэффициент жёсткости:
$$K_{eff} = \frac{Q_0}{d} = \alpha K + \frac{Q_z}{d},$$

Коэффициент демпфирования:
$$\xi_{eff} = \frac{2Q_z(d - d_y)}{\pi d(Q_z + \alpha Kd)},$$

который получается из отношения энергии, рассеянной за один цикл, к запасаемой энергии: $\xi_{eff} = \frac{A_d}{4\pi A_s}$, где $A_s = \frac{1}{2} K_{eff} d^2$.

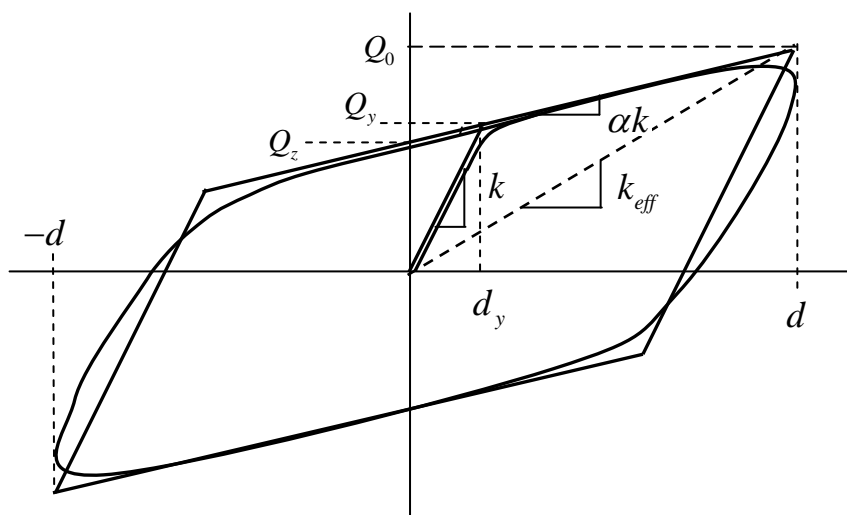


Рисунок 6.3 - Наложение билинейной и реальной петли гистерезиса для определения эффективной жёсткости и коэффициента демпфирования

6.2.3 Величина энергии, рассеянной за цикл, определяется выражением:

$$A_s = 4Q_z(d - d_y)$$

6.2.4 Для билинейной системы значение силы Q_z равно пределу текучести при нулевом перемещении во время установившегося процесса. Значение силы Q_y соответствует перемещению d_y при котором начинается текучесть - деформация материала с коэффициентом жёсткости αK , $\alpha < 1$, который меньше первоначального значения коэффициента K .

6.2.5 Вследствие нелинейности поведения билинейных систем, их характеристики зависят от перемещений.

6.2.6 Отношение «сила-смещение» сейсмоизолирующего устройства в горизонтальном направлении можно аппроксимировать через билинейную зависимость, как показано на Рисунок 6.4.

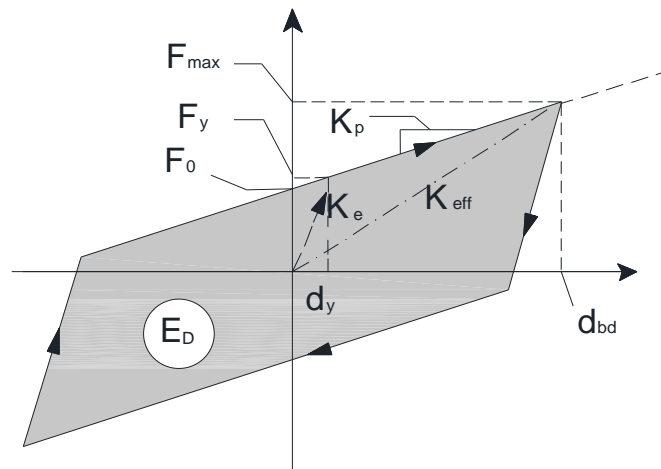


Рисунок 6.4 — Билинейная аппроксимация гистерезисного режима «сила-смещение»

6.2.7 [7.5.2.3.2(2)] Ниже приведены параметры билинейной аппроксимации используемые при расчётах в соответствии с СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012:

d_y = перемещение, соответствующее текучести;

d_{bd} = расчетное смещение сейсмоизолирующего устройства, соответствующее расчетному смещению d_{cd} сейсмоизоляционной системы;

E_D = рассеянная энергия за цикл при расчетном смещении d_{bd} , равно площади, заключаемой петлей гистерезиса $= 4(F_y d_{bd} - F_{max} d_y)$;

F_y = сила текучести в условиях монотонной нагрузки;

$F_0 = F_y - K_p d_y$ - сила при нулевом смещении под воздействием циклической нагрузки

F_{max} - максимальная сила, соответствующая расчетному смещению d_{bd} ;

$K_e = F_y/d_y$ - упругая жесткость при монотонной нагрузке, равная также разгрузочной жесткости при циклическом нагружении;

$K_p = (F_{max} - F_y)/(d_{bd} - d_y)$ - (касательная) жесткость за пределами упругости.

6.2.8 В соответствии с СН РК EN 1998-1:2004/2012 возможно применение эквивалентной линейной модели, учитывающей диссипацию энергии системой сейсмоизоляции. В таком случае используются эквивалентное вязкое демпфирование («эффективное демпфирование» ξ_{eff}) и «эффективный коэффициент жёсткости» K_{eff} .

6.2.9 Диссипация энергии в опорах должна быть определена по результатам измерения энергии, диссипированной в циклическом режиме с частотой колебаний в диапазоне рассматриваемых частот и форм собственных колебаний. Для высших форм вне

этого диапазона, модальный коэффициент диссипации должен быть равен коэффициенту диссипации суперструктуры, защемленной в основании.

6.2.10 В тех случаях, когда эффективная жесткость или эффективное демпфирование отдельных сейсмоизолирующих элементов зависят от расчётного перемещения d_{bd} , следует применять итерационную процедуру до тех пор, пока разница между принятым и расчетным значениями не достигнет 5% от принятого значения.

6.2.11 Значение коэффициента эффективного вязкого демпфирования для эластомерных опорных частей с высокой способностью к диссипации энергии и эластомерных опор со свинцовым сердечником эффективный коэффициент демпфирования следует определять из выражения:

$$\xi_{eff} = \frac{2F_0(d_{bd} - d_y)}{\pi K_{eff} d_{bd}^2} \quad (6.1)$$

6.3 Математическая модель фрикционно-маятниковых опорных частей

6.3.1 Рассмотрим фрикционно-маятниковую опорную часть, радиус вогнутой поверхности которой равен R , коэффициент трения при скольжении поверхностей равен μ (Рисунок 6.5).



Рисунок 6.5 – Фрикционно-маятниковая опорная часть

6.3.2 Сила сопротивления поперечному смещению элементов опорной части определяется из уравнений равновесия (сумм проекций всех сил на вертикальную и горизонтальную оси) при пренебрежении малыми величинами второго порядка. Исходя из этого, имеем:

$$Q = P \tan \varphi + \frac{F_{mp}}{\cos \varphi}, \quad (6.2)$$

6.3.3 Перемещения верхней плиты опорной части обычно малы по сравнению с радиусом кривизны. Угол φ также мал, поэтому можно получить упрощённые выражения для u - горизонтального и v - вертикального перемещений. При таких условиях горизонтальное перемещение определяется выражением:

$$u = R \sin \varphi \approx R \varphi, \quad (6.3)$$

6.3.4 При условии малости горизонтальных перемещений по сравнению с радиусом, выражение (6.2) принимает вид:

$$Q = P \left[\frac{u}{R} + \mu \operatorname{sign}(\dot{u}) \right], \quad (6.4)$$

Функция $\text{sign}(\dot{u})$, зависящая от знака скорости, определяет направление силы трения.

6.3.5 Вертикальное перемещение, которое обязательно возникает при горизонтальном смещении, мало по сравнению с горизонтальным, поэтому для его определения необходимо учитывать второй член в разложении косинуса в степенной ряд:

$$v = R(1 - \cos \varphi) = R(1 - 1 + \frac{\varphi^2}{2!} - \dots) \approx R \frac{\varphi^2}{2} \approx \frac{v^2}{2R} \quad (6.5)$$

Частота вертикальных колебаний при горизонтальном перемещении пролётногo строения в два раза превышает частоту горизонтальных колебаний.

6.4 Механическая модель фрикционно-маятниковых опорных частей

6.4.1 Механическую модель фрикционно-маятниковых опорных частей можно представить в виде двух элементов: линейной пружины и фрикционного демпфера (Рисунок 6.6). Жёсткость пружины определяется величиной вертикальной нагрузки на опору и величиной радиуса:

$$K = \frac{P}{R} \quad (6.6)$$

$$Q = F_{yn} + F_{mp} = P \frac{u}{R} + \mu P \text{sign}(\dot{u})$$

Зависимость силы от перемещения

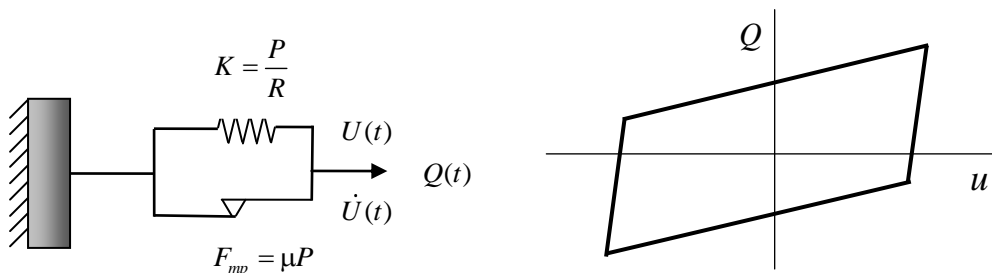


Рисунок 6.6 - Математическая и механическая модель фрикционно-маятниковой опорной части

6.4.2 Горизонтальная реакция фрикционно-маятниковой опорной части состоит из двух компонент: восстанавливающей силы, возникающей вследствие подъёма изолируемой массы при скольжении по вогнутой поверхности и силы трения, рассеивающей энергию. Эти две силы и формируют гистерезисную петлю (Рисунок 6.7).

6.4.3 Следует отметить такое важное свойство фрикционно-маятниковой опорной части: возвращающая (упругая) сила должна превышать силу трения, т.е. должно выполняться условие:

$$F_{yn} > F_{mp}, \text{ из которого следует } u > \mu R.$$

В противном случае не проявится маятниковый эффект опорной части. Такой случай может иметь место для систем с большим периодом колебаний, т.е. при больших значениях R .

Функция $sign(\dot{u})$ используется для учета направления силы трения в зависимости от направления скорости.

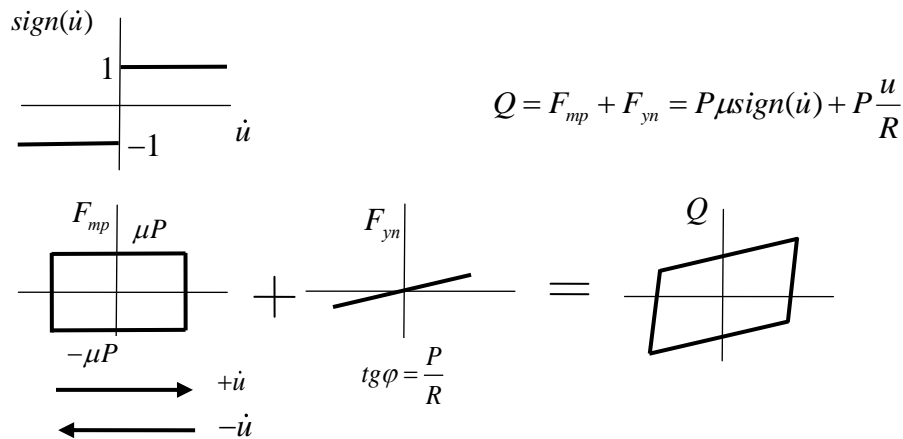


Рисунок 6.7 - Формирование петли гистерезиса фрикционно-маятниковой опорной части

6.5 Линейная модель фрикционно-маятниковой опорной части

6.5.1 Идеализированная петля гистерезиса

6.5.1.1 При испытаниях фрикционно-маятниковых опорных частей получают петли гистерезиса, в которых проявляется прерывистое скачкообразное движение (Рисунок 6.8). Такое прерывистое движение связано с тем, что коэффициент трения между поверхностями не является постоянной величиной.

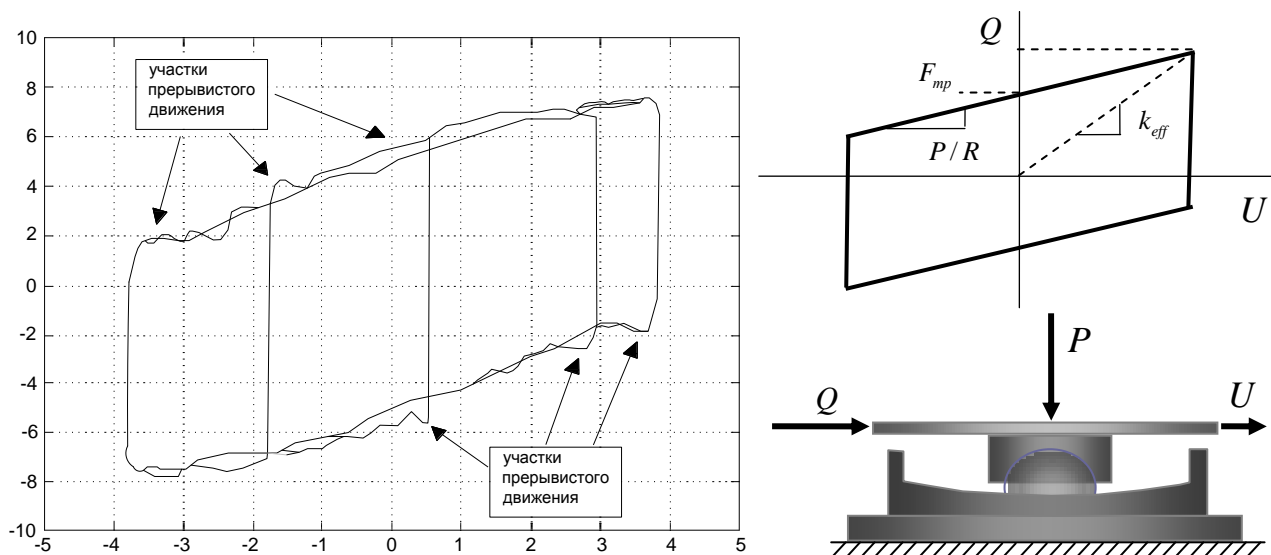


Рисунок 6.8 – Фактическая с участками прерывистого движения и идеализированная петля гистерезиса фрикционно-маятниковой опорной части

6.5.1.2 В расчётах такая петля гистерезиса заменяется идеализированной в предположении, что площадь идеализированной петли равна площади петли, полученной в результате испытаний. Кроме того, криволинейные участки опытной кривой, заменяются прямыми линиями. При таких условиях гистерезисная кривая принимает вид, представленный на Рисунке 6.8.

6.5.1.3 Так же, как и в случае с резинометаллическими опорными частями, для линейных расчётов необходимо определить эквивалентные линейные параметры опорной части.

6.5.2 Эквивалентные линейные характеристики фрикционно-маятниковой опорной части

6.5.2.1 Зависимость горизонтальной силы от перемещения описывается формулой:

$$Q = \frac{P}{R} u(t) P \mu \operatorname{sign}(\dot{u}) \quad (6.7)$$

Обозначим площадь петли гистерезиса, полученной в результате испытаний, A_d при расчётном перемещении, равном d .

6.5.2.2 Эффективный коэффициент жёсткости при перемещении d определяется выражением:

$$K_{\text{eff}} = \frac{Q}{d} = \frac{P}{R} + \frac{\mu P}{d} \quad (6.8)$$

6.5.2.3 Эффективный относительный коэффициент демпфирования при перемещении d определяется выражением:

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{E_d}{4\pi E_s} = \frac{4\mu P d}{4\pi(0.5 K_{\text{eff}} d^2)} = \frac{2\mu P}{\pi(\mu R + d)} \quad (6.9)$$

6.5.2.4 Все полученные характеристики фрикционно-маятниковой опорной части зависят от перемещения.

6.6 Механико-математическая модель фрикционной опорной части

6.6.1 Для оценки поведения плоской фрикционной опорной части в качестве исходного выражения можно использовать зависимость, полученную ранее для сферической фрикционно-маятниковой опорной части (Рисунок 6.9):

$$Q = \frac{P}{R} u(t) + \mu P \operatorname{sign}(\dot{u}) \quad (6.10)$$

6.6.2 Для плоских опорных частей радиусы опорных поверхностей необходимо устремить к бесконечности: ($R \rightarrow \infty$). В таком случае выражение (6.10) преобразуется к виду:

$$Q = \mu P \operatorname{sign}(\dot{u}) \quad (6.11)$$

Таким образом, поперечная сила равна силе трения.

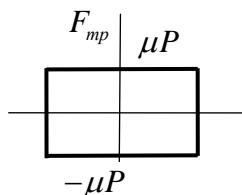


Рисунок 6.9 - Зависимость силы от перемещения фрикционной опорной части

7 ДЕМПИРУЮЩИЕ УСТРОЙСТВА

7.1 Общие сведения

7.1.1 В связи с отсутствием нормативного документа по расчёту демпфирующих устройств для мостов, при расчёте сейсмоизолирующих устройств для мостов используются документы, разработанные для зданий и подобных им сооружений.

Демпфирующие устройства в основном появились в последнее время, поэтому их рабочие характеристики определяются в результате испытаний. Тем не менее, следует отметить, что в ряде стран уже разработаны руководства и требования, которые необходимо выполнять при испытаниях демпфирующих устройств [8].

7.2 Демпфирующие свойства конструкций

7.2.1 Любая конструкция из любого материала обладает свойством рассеивать энергию при колебаниях. Принято величину рассеяния энергии характеризовать относительным коэффициентом демпфирования ξ .

7.2.2 В расчетах могут использоваться следующие коэффициенты демпфирования строительных конструкций, приведенные в Таблице 7.1

Таблица 7.1 - Значения коэффициентов демпфирования ξ для конструкций из различных материалов

Тип конструкции	ξ
Стальные сварные фермы (рамы)	0,010
Стальные фермы (рамы) с болтовыми соединениями	0,020
Преднапряжённые железобетонные конструкции до образования трещин	0,015
Железобетонные конструкции до образования трещин	0,020
Железобетонные конструкции при образовании трещин	0,035
Стальные конструкции с учётом повреждений	0,050

7.2.3 Конструкционное демпфирование одна из важнейших характеристик конструкции. Наиболее эффективно демпфирование проявляется при резонансе. При нагрузке, близкой к резонансной, перемещения демпфированной системы ограничены

величиной, равной $\left(\frac{1}{2\xi}\right)$ от статического перемещения. Таким образом, увеличение демпфирования уменьшает реакцию сооружения на динамическое воздействие.

7.2.4 В тех случаях, когда конструкционного (внутреннего), присущего сооружению демпфирования недостаточно, используются дополнительные демпфирующие устройства (Рисунок 7.1).

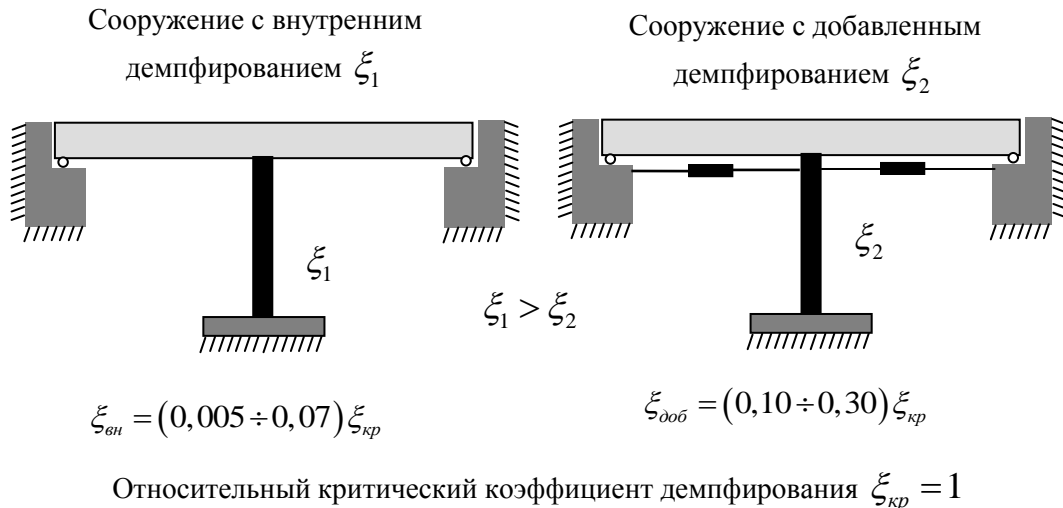


Рисунок 7.1 - Схемы сооружений без дополнительного демпфирования и с дополнительным демпфированием

7.2.5 В соответствии 4.1.3 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 если при расчёте конструкций используется концепция спектров реакций, можно допустить использование значений эквивалентных относительных коэффициентов вязкого демпфирования ξ , выбрав за основу материал элементов, в которых рассеивается большая часть энергии при сейсмическом воздействии. Как правило, это происходит в мостовых опорах. Рекомендуемые значения эквивалентных относительных коэффициентов вязкого демпфирования для разных материалов представлены ниже.

Стальные сварные конструкции	0,02
Стальные болтовые конструкции	0,04
Железобетон	0,05
Предварительно напряжённый бетон	0,02

ПРИМЕЧАНИЕ. Если конструкция состоит из нескольких элементов i с разными коэффициентами относительного вязкого демпфирования ξ_i , эффективное вязкое демпфирование конструкции ξ_{eff} можно оценить по формуле:

$$\xi_{eff} = \frac{\sum \xi_i E_{di}}{\sum E_{di}},$$

где E_{di} — это энергия деформации, в i -том элементе, возникающая в результате сейсмического воздействия. Эффективные коэффициенты демпфирования могут рассчитываться для каждой собственной частоты с использованием соответствующего значения E_{di} .

7.3 Типы демпфирующих устройств

7.3.1 Гидравлические демпферы

7.3.1.1 Гидравлические демпферы представляют собой цилиндры, наполненные вязкой жидкостью, в которых перемещаются поршни (Рисунок 7.2). Поршни перемещают жидкость через малые отверстия или щели, в результате чего возникает сила сопротивления, зависящая от скорости:

$$F = cV^k, \quad (7.1)$$

где c – константа, V – скорость поршня, k – параметр, который может изменяться в следующих пределах: $k = 0,1 \div 1,2$. При параметре k равном единице зависимость между силой и скоростью линейная.

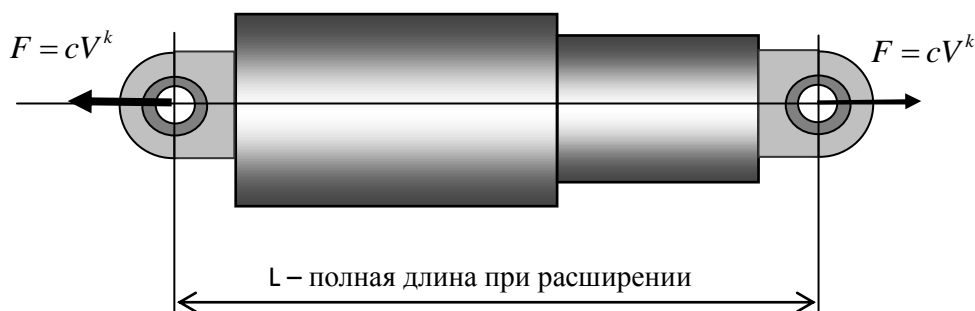


Рисунок 7.2 - Схема гидравлического демпфера

7.3.1.2 В последние десятилетия гидравлические демпферы были использованы в проектах мостов. В качестве примера можно назвать Golden Gate Bridge в Сан-Франциско. При реконструкции этого моста между опорами и фермами для уменьшения перемещений были установлены гидравлические демпферы. Расчётные максимальные перемещения поршней этих демпферов 1250 мм, пиковое значение скорости 1880 мм/сек. При этом создаётся максимальное усилие 2890 кН.

7.3.1.3 Достоинства гидравлических демпферов:

- надёжность;
- возможность использования при больших значениях сил и перемещений;
- не увеличивают жёсткость конструкции;
- демпфирующие силы отличаются по фазе от упругих сил, возникающих в конструкциях;
- незначительная зависимость от температуры;
- возможность использования линейных моделей.

7.3.1.4 Недостатки гидравлических демпферов:

- высокая стоимость;
- при расчёте на сильные землетрясения часто бывает трудно оценить границы линейного поведения, поэтому необходимо использовать нелинейные модели;

- в большинстве практических расчётов показатель степени, определяющий зависимость силы от скорости, меньше единицы, что также приводит к необходимости использования нелинейных расчётов.

7.3.1.5 [7.5.2.3.4(1)] Реакция гидравлических демпферов представляется пропорциональной скорости перемещения v^{α_b} , где

$$v = \dot{d}_b = \frac{d}{dt}(d_b) \text{ — скорость перемещения.}$$

Так как данная реакция равняется нулю при максимальном смещении $d_{\max} = d_{bd}$, она не вносит какого-либо вклада в эффективную жесткость сейсмоизолирующей системы. Зависимость смещения от силы жидкостного вязкого демпфера показана на Рисунке 7.3 (для синусоидального движения) в соответствии со значением экспоненты α_b .

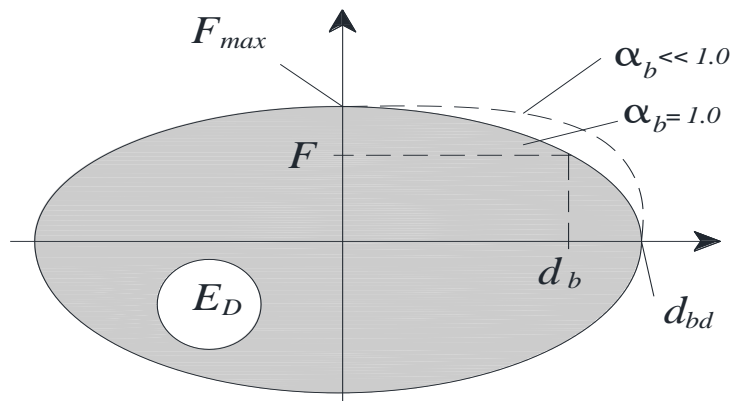


Рисунок 7.3 — Зависимость « сила-перемещение »

$$d_b = d_{bd} \sin(\omega t), \text{ при } \omega = 2\pi / T_{eff};$$

$$F = C v^{\alpha_b} = F_{\max} (\cos(\omega t))^{\alpha_b};$$

$$F_{\max} = C (d_{bd} \omega)^{\alpha_b};$$

$$E_D = \lambda(\alpha_b) F_{\max} d_{bd};$$

$$\lambda(\alpha_b) = 2^{2+\alpha_b} \frac{\Gamma^2(1+0,05\alpha_b)}{\Gamma(2+\alpha_b)};$$

$\Gamma()$ = гамма-функция.

ПРИМЕЧАНИЕ Для описания некоторых гидравлических демпферов с низкими значениями параметра α_b , требуется использовать модель, состоящую из последовательной комбинации вязкого элемента с линейной пружиной (учитывающей сжимаемость жидкости) для того, чтобы обеспечить удовлетворительное соответствие отношения «сила-смещение» с результатами испытаний для E_D . При этом надо отметить, что это оказывает незначительное влияние на энергию (E_D), рассеиваемую устройством.

7.3.2 Вязкоупругие демпферы

7.3.2.1 Вязкоупругие демпферы состоят их стальных листов и вязкоупругих прокладок, выполненных из резиноподобного полимера (Рисунок 7.4.) Средние стальные пластины прикрепляются к конструкции. При смещении стальных пластин полимерные

прокладки испытывают деформации сдвига. При этом происходит нагрев материала и тепло, образовавшееся при нагревании, рассеивается в окружающую среду.

7.3.2.2 По своей природе вязкоупругие демпферы проявляют и вязкие и упругие свойства, т.е. сила, возникающая при работе демпфера, зависит от перемещения и скорости.

7.3.2.3 Характеристики вязкоупругих демпферов определяются в результате испытаний на гармонические воздействия. При таких испытаниях задаются синусоидальные перемещения с заданной частотой и амплитудой и измеряются силы, вызывающие эти перемещения.

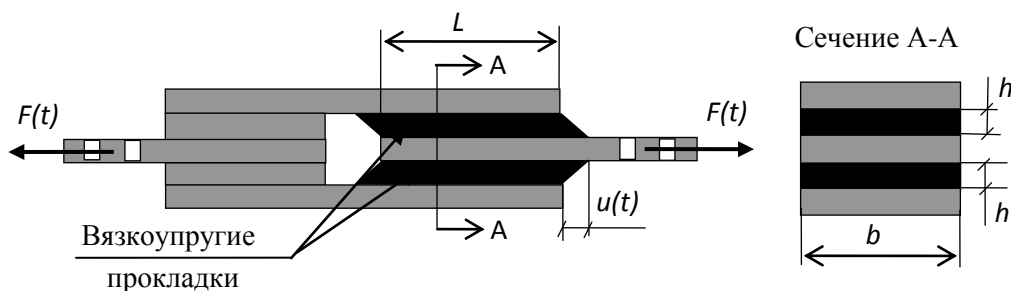


Рисунок 7.4 - Схема вязкоупругого демпфера

7.3.3 Демпферы, использующие текучесть металла

7.3.3.1 Использование металлических диссипативных устройств, в элементах которых проявляется текучесть, приводящая к частичным разрушениям при катастрофических землетрясениях, получило распространение в мире около 30 лет назад. Эти демпферы приносятся в жертву сильным землетрясениям.

7.3.3.2 Обычно такие устройства состоят из одного или нескольких стальных элементов, работающих на растяжение-сжатие, изгиб или кручение. При сильных землетрясениях стальные элементы работают за пределами упругости.

7.3.3.3 На Рисунке 7.5 представлен пластинчатый демпфер, широко используемый в зданиях для увеличения демпфирования и жёсткости. Такие же демпферы используются и качестве опорных частей для мостов.

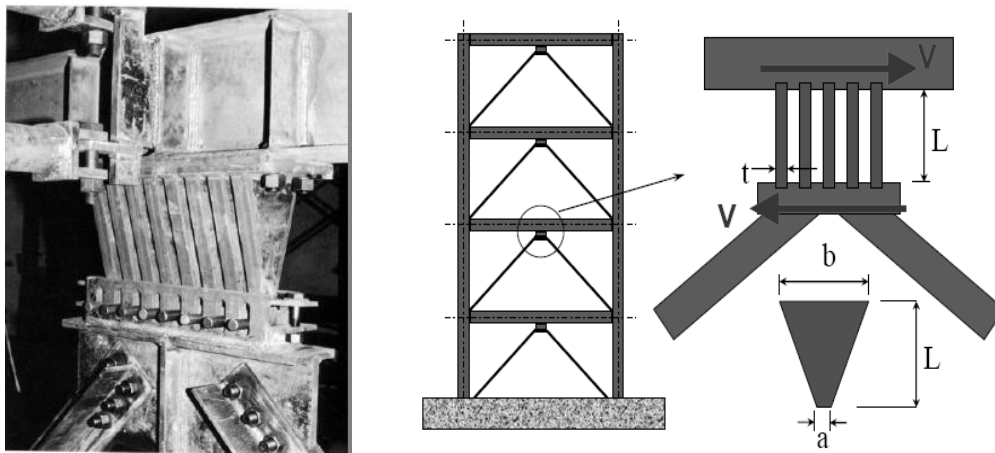


Рисунок 7.5 - Стальной пластинчатый демпфер типа ADAS

7.3.3.4 Математическая модель такого демпфера, в которой в качестве петли гистерезиса используется кривая, представленная на Рисунке 7.6.

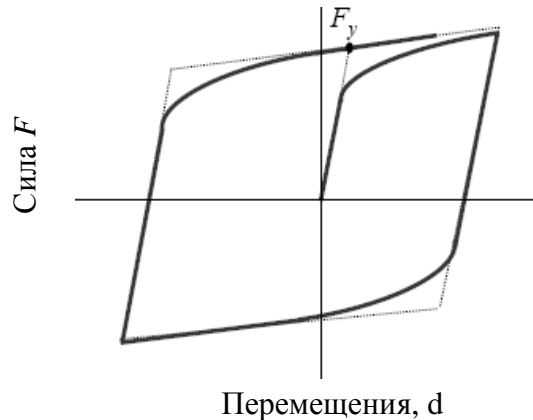


Рисунок 7.6 - Идеализированная петля гистерезиса демпфера типа ADAS

7.3.3.5 Параметры, необходимые для определения зависимости поперечной силы от перемещения определяются следующими выражениями:

$$K = \frac{n(2 + a/b)EI}{L^3} - \text{начальная жёсткость,}$$

$$F_y = \frac{nf_y b t^3}{4L} - \text{сила, при которой появляется текучесть,}$$

n - количество пластин,

f_y - сила, при которой начинается текучесть каждой пластины,

I - момент инерции при изгибе каждой пластины относительно оси, проходящей через верхнюю грань пластины.

7.3.3.6 Достоинства демпферов, в которых используется текучесть:

- ограниченное значение реакции;
- простота монтажа;
- невысокая стоимость;
- добавленный демпфер увеличивает одновременно и жёсткость и демпфирование.

7.3.3.7 Недостатки демпферов, в которых используется текучесть:

- демпферы приходится заменять после сильных землетрясений;
- при расчёте на сильные землетрясения трудно оценить границы линейного поведения, поэтому необходимо использовать нелинейные модели;
- увеличивается жёсткость системы даже в тех случаях, когда в этом нет необходимости;
- возможно появление остаточных деформаций.

7.3.4 Сталебетонные раскосы без сцепления металла с бетоном

7.3.4.1 Сталебетонные раскосы состоят из стальных стержней с низким пределом текучести, имеющих в поперечном сечении крестообразную форму. Стержень помещается

в стальную трубу, которая предотвращает изгиб стержня. Пространство между стержнем и трубой заполняется бетоном. Предварительно на стержень наносится покрытие, предотвращающее сцепление металла с бетоном (Рисунок 7.7).

7.3.4.2 При растяжении и сжатии демпфера работает только стальной стержень. Стальная оболочка и бетонное наполнение предотвращает изгиб (потерю устойчивости при сжатии). Эти устройства были изобретены и запатентованы в Японии в 1980 году.

7.3.4.3 Как показали испытания, при циклических нагрузках такие демпферы рассеивают большую энергию за один цикл. На Рисунке 7.8 показаны типичные петли гистерезиса, полученные при этих испытаниях.

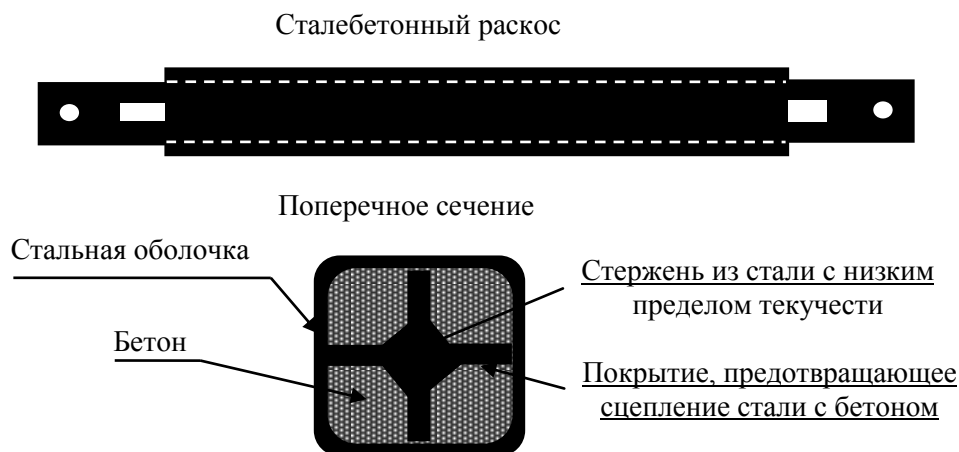
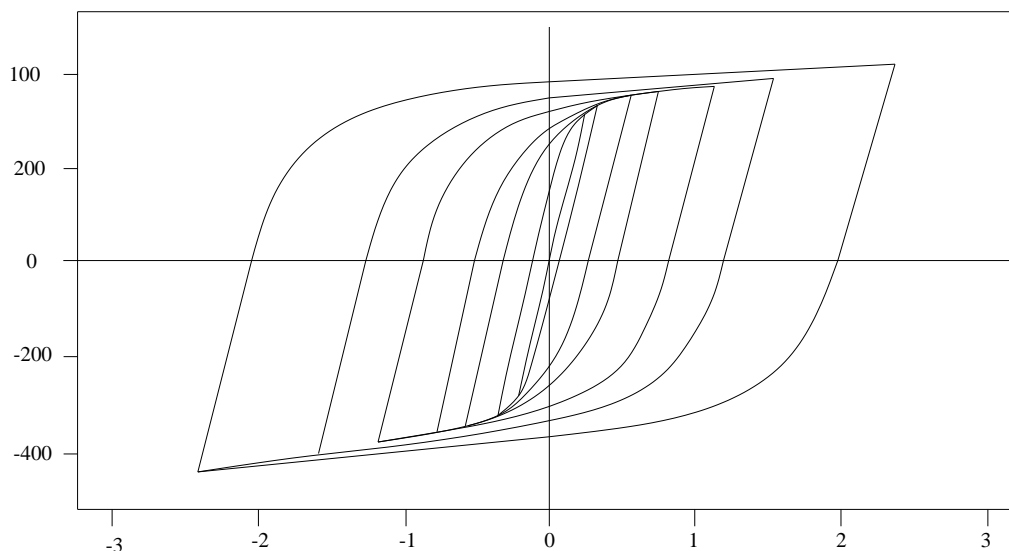


Рисунок 7.7 - Схема сталебетонного демпфера

7.3.4.4 Сталебетонные раскосы используются для улучшения сейсмостойкости различного типа сооружений. При незначительных землетрясениях и на ветровые воздействия эти устройства работают в упругой стадии как простые связи, при сильных землетрясениях - работают как демпферы.



**Рисунок 7.8 - Типичные петли гистерезиса сталебетонных раскосов
(по горизонтальной оси-перемещения в см, по вертикальной оси-сила в кН)**

7.3.4.5 Достоинства сталебетонных демпферов:

- ограниченное значение реакции;
- невысокая стоимость;
- простота производства и монтажа;
- возможность одновременного увеличения жёсткости и демпфирования.

7.3.4.6 Недостатки сталебетонных демпферов:

- необходимость замены таких демпферов после сильных землетрясений;
- при расчёте на сильные землетрясения невозможно точно определить границы линейного поведения, поэтому необходимо использовать нелинейные модели;
- увеличивает жёсткость системы;
- возможно появление остаточных деформаций.

8 МОДЕЛИРОВАНИЕ И МЕТОДЫ РАСЧЁТА СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННЫХ МОСТОВ

8.1 Общие положения

8.1.1 Сейсмоизолирующие системы всегда обладают нелинейными свойствами, а часто существенно нелинейными. Тем не менее, в руководствах многих стран для расчёта сейсмоизолирующих устройств используются линейные модели, в которых диссипация энергии представляется вязким демпфированием, а нелинейная зависимость жёсткости опорных частей заменяется линейной. Исключение составляют сейсмоизолирующие устройства с относительным коэффициентом демпфирования более 30% и фрикционные сейсмоизоляторы без самоцентрирования.

8.1.2 Линейные модели можно использовать на стадии предварительных расчётов. Окончательный расчёт рекомендуется выполнять с учётом нелинейного поведения сейсмоизоляторов.

8.1.3 [7.5.1(1)] Для расчёта мостов с сейсмоизоляцией, используются следующие методы расчёта с условиями применения, представленными в 8.2 настоящего Пособия.

- а) Одномодальный спектральный анализ.
- б) Мультимодальный спектральный анализ с разложением по собственным формам колебаний.
- в) Нелинейный анализ во временной области.

8.1.4 [7.5.1(2)P] В дополнение к условиям, указанным в 8.2 настоящего Пособия необходимо выполнять следующие требования при использовании методов (а) и (б), приведенные в 8.1.3:

- нелинейную зависимость «сила-смещение» сейсмоизолированной системы необходимо аппроксимировать с достаточно высокой точностью, используя эффективную жёсткость (K_{eff}), т. е. значение секущей жёсткости при расчетном смещении (см. Рисунок 6.4 настоящего Пособия). Такое представление должно определяться путём последовательных приближений расчетного смещения (d_{cd}).

- рассеяние энергии сейсмоизолирующей системой должно выражаться в единицах эквивалентного вязкого демпфирования - «эффективного демпфирования» (ξ_{eff}).

8.1.5 [7.5.1(3)] Если сейсмоизолирующая система состоит исключительно из простых слабо-демпфирующих эластомерных опорных частей, (эквивалентный коэффициент вязкого демпфирования которых составляет примерно 0,05), тогда могут применяться методы линейного динамического анализа, приведенные в 10.2 настоящего пособия. Эластомерные опорные части могут рассматриваться, как линейные упругие элементы, деформирующиеся при сдвиге (и, возможно, при сжатии). При этом, можно допустить, что их демпфирование равняется общему вязкому демпфированию конструкции (см. 7.5.2.3.3(2) СН РК ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012). Вся конструкция должна оставаться в упругом состоянии.

8.2 Условия применения методов расчёта

8.2.1 [7.5.3(1)P] Спектральный метод с использованием основной формы колебаний может применяться в случае выполнения всех следующих условий:

а) Расстояние от моста до известного ближайшего активного источника землетрясений превышает 10 км.

б) Состояние грунта площадки строительства моста соответствует одному из типов грунта IА, IБ, II или III, согласно 3.3.2 НТП РК 08-01.1-2012.

в) Эффективный относительный коэффициент демпфирования не превышает 0,30.

8.2.2 [7.5.3(2)P] Мультиמודальный спектральный анализ может применяться, если выполняются оба условия б и с, приведенные в 8.2.1.

8.2.3 [7.5.3(3)] Нелинейный анализ во временной области может применяться для расчета любого изолированного моста.

8.3 Методы расчёта

8.3.1 Спектральный метод с использованием основной формы колебаний

8.3.1.1 При использовании модели с одной степенью свободы рекомендуется использовать модель жесткого пролётного строения.

8.3.1.2 [4.2.2.3(1)] Жёсткая модель моста может применяться только в том случае, если при сейсмическом воздействии деформации пролётного строения в горизонтальной плоскости имеют незначительную величину по сравнению с горизонтальными смещениями верхних частей мостовых опор. Это условие всегда выполняется в продольном направлении приблизительно прямолинейных мостов с неразрезными пролётными строениями. В поперечном направлении пролётное строение считается жестким, если $L/B < 4,0$ или если выполняется следующее условие:

$$\frac{\Delta_d}{d_a} \leq 0,20, \quad (8.1)$$

где L — общая длина неразрезного пролётного строения;

B — ширина пролётного строения;

Δ_d и d_a — представляют, соответственно, максимальную разность и среднее значение смещений в поперечном направлении всех верхних частей мостовых опор при

сейсмическом воздействии в поперечном направлении или при воздействии поперечной нагрузки с таким же распределением.

8.3.1.3 [4.2.2.3(2)P] Воздействие землетрясения можно определить, прикладывая эквивалентную горизонтальную статическую силу F к пролётному строению, определяемую выражением:

$$F = MS_d(T), \quad (8.2)$$

где M — общая эффективная масса конструкции, равная массе пролётного строения, сложенной с массой верхней половины опоры;

$S_d(T)$ — спектральное ускорение расчетного спектра (4.2.5 НТП РК 08-01.1-2012), соответствующее собственному периоду колебаний T моста, который определяется следующим образом:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}, \quad (8.3)$$

где $K = \sum K_i$ — жесткость системы, равная сумме жесткостей элементов, включающихся в работу.

8.3.1.4 [4.2.2.3(3)] В поперечном направлении сила F может распределяться вдоль пролётного строения пропорционально распределению эффективных масс.

8.3.1.5 Сила сдвига, передаваемая через поверхность раздела системы изоляции в каждом главном направлении, должна определяться при условии, что конструкция является системой с одной степенью свободы с использованием следующих параметров:

- эффективной жесткости сейсмоизолирующей системы, K_{eff}
- эффективного демпфирования сейсмоизолирующей системы, ξ_{eff}
- массы верхнего строения, M_d
- спектрального ускорения $S_e(T_{eff}, \eta_{eff})$ (см. 4.2.5 НТП РК 08-01.1-2012), соответствующего эффективному периоду, T_{eff} , при $\eta_{eff} = \eta(\xi_{eff})$.

Значения этих параметров должны определяться следующим образом:

- эффективная жесткость

$$K_{eff} = \sum K_{eff,i}, \quad (8.4)$$

где $K_{eff,i}$ — эквивалентная жесткость, определяемая жесткостью изолятора и соответствующего нижнего строения (опоры) i ,

- эффективное демпфирование

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_{D,i}}{K_{eff} d_{cd}^2} \right], \quad (8.5)$$

где $\sum E_{D,i}$ — количество энергии, рассеиваемое всеми изоляторами i за полный цикл деформаций при расчетном смещении d_{cd} ,

- эффективный период

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M_d}{K_{eff}}}. \quad (8.6)$$

$$a_g = \gamma_I a_{g,R}, \quad (8.7)$$

$$\text{и} \quad d_c = \frac{0,625}{\pi^2} a_g S \eta_{eff} T_c^2. \quad (8.8)$$

Значение η_{eff} может быть получено из выражения:

$$\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0,10}{0,05 + \xi_{eff}}} \geq 0,40. \quad (8.9)$$

Максимальная поперечная сила

$$V_d = M_d S_e = K_{eff} d_{cd}, \quad (8.10)$$

Параметры расчетного спектра в зависимости от типа грунта, определяются согласно НТП РК 08-01.1-2012;

a_g — расчетное ускорение поверхности грунта для грунта типа IА и категории ответственности моста;

γ_I — коэффициент ответственности моста;

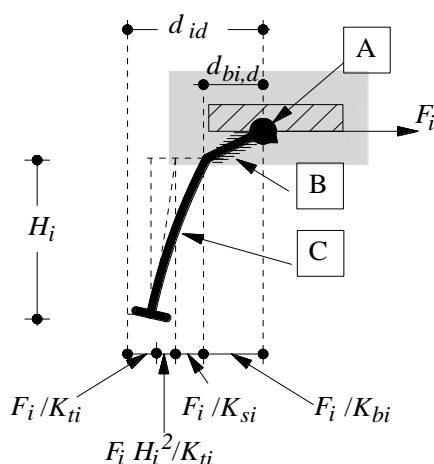
$a_{g,R}$ — референтное расчетное ускорение грунта, (соответствующее референтному периоду повторяемости);

ПРИМЕЧАНИЕ Для опоры высотой H_i с жесткостью при перемещении K_{si} (кН/м), опирающейся на основание с горизонтальной жесткостью K_{ti} (кН/м), жесткостью при повороте K_{fi} (кНм/рад) и изолятора i с жесткостью K_{bi} (кН/м), эффективная жесткость $K_{eff,i}$ (см. Рисунок 8.1), определяется выражением:

$$\frac{1}{K_{eff,i}} = \frac{1}{K_{bi}} + \frac{1}{K_{ti}} + \frac{1}{K_{si}} + \frac{H_i^2}{K_{fi}}. \quad (8.11)$$

Податливость изолятора и соответствующее ему относительное перемещение

$d_{bi} = \frac{F_i}{K_{bi}}$ обычно намного превышает аналогичные параметры других компонентов перемещений верхнего строения. По этой причине эффективное демпфирование системы зависит только от энергии, рассеиваемой изоляторами, ΣE_{Di} , а относительное перемещение изолятора практически равняется перемещению верхнего строения в данной точке ($d_{bi}/d_{id} = K_{eff,i}/K_{bi} \cong 1$).



Условные обозначения

А — верхнее строение; В — изолятор; С — опора

Рисунок 8.1 — Эффективная жесткость мостовой опоры и изолятора i

8.3.1.7 [7.5.4(4)] В существенно нелинейных системах, K_{eff} и ξ_{eff} зависят от расчетного смещения d_{cd} (см. d_{bd} на Рисунке 6.4). Необходимо выполнить процедуру последовательных приближений для оценки параметра d_{cd} , чтобы отклонения между прогнозируемыми и рассчитанными значениями находились в пределах $\pm 5\%$.

8.3.1.8 [7.5.4(5)] Для определения сейсмического воздействия на сейсмоизолирующую систему и нижнее строение в главном поперечном направлении (например, направлении y), влияние эксцентриситета e_x в продольном направлении (между центром эффективной жесткости и центром масс пролетного строения) на смещение верхнего строения d_{id} относительно мостовой опоры i оценивается следующим образом:

$$d_{id} = \delta_i d_{cd}; \quad (8.12)$$

$$\delta_i = 1 + \frac{e_x}{rr_x} x_i; \quad (8.13)$$

где

$$r_x^2 = \frac{\sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi})}{\sum K_{yi}}, \quad (8.14)$$

где e_x — эксцентриситет в продольном направлении;

r — радиус вращения пролетного строения вокруг вертикальной оси, проходящий через центр масс;

x_i и y_i — координаты мостовой опоры i относительно центра эффективной жесткости;

K_{yi} и K_{xi} — эффективные суммарные жесткости изолятора и мостовой опоры i в направлениях y и x , соответственно.

ПРИМЕЧАНИЕ В прямолинейных мостах, как правило, $y_i \ll x_i$. В таких случаях произведение $y_i^2 K_{xi}$ в выражении (8.14) может быть опущено.

8.3.1.9 [7.5.4(6)P] Для комбинации горизонтальных составляющих сейсмического воздействия должны применяться положения СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 4.2.1.4(2).

8.3.1.10 [4.2.1.4(1)] Возможность максимального одновременного сейсмического воздействия вдоль горизонтальных осей X и Y и вертикальной оси Z , можно определить, согласно 4.3.3.5.2(4) СН РК EN 1998-1:2004, т. е. в соответствии с правилом «корень квадратный из суммы квадратов» максимальных воздействий E_x , E_y и E_z в вследствие независимого сейсмического воздействия вдоль каждой оси:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}. \quad (8.15)$$

8.3.1.11 [4.2.1.4(2)] В соответствии с 4.3.3.5.2(4) СН РК EN 1998-1:2004/2012, возможный максимальный эффект воздействия E можно принять за самый неблагоприятный из числа всех воздействий, рассчитанных согласно выражений (4.18) - (4.22) СН РК EN 1998-1:2004/2012.

8.3.2 Мультимодальный спектральный анализ

8.3.2.1 [7.5.5(1)P] Моделирование сейсмоизоляционной системы должно отражать с достаточной степенью точности следующее:

— распределение изоляторов в пространстве и относительный опрокидывающий момент;

— поступательные перемещения в обоих горизонтальных направлениях и вращение вокруг вертикальной оси верхнего строения.

8.3.2.2 [7.5.5(2)P] Моделирование верхнего строения должно отражать с достаточной степенью точности его деформацию в плане. Эксцентриситеты случайных масс могут не учитываться.

8.3.2.3 [7.5.5(3)] Моделирование нижнего строения должно отражать с достаточной степенью точности распределение жесткости и вращательную жесткость фундамента. Если мостовая опора имеет существенную массу и высоту, либо она погружена в воду, необходимо точно смоделировать распределение её массы.

8.3.2.4 [7.5.5(4)] Эффективное демпфирование, определяемое в соответствии с выражением (8.5), может применяться только к собственным формам колебаний моста, периоды которых превышают $0,8T_{\text{eff}}$. Для всех остальных форм колебаний, если отсутствует более точный метод расчета относительного коэффициента демпфирования, должен использоваться коэффициент демпфирования, соответствующий конструкции без сейсмоизоляции.

8.3.2.5 [7.5.5(5)P] Для комбинации горизонтальных составляющих сейсмического воздействия должны применяться положения СН РК ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012, 4.2.1.4(2).

8.3.2.6 [7.5.5(6)] Результирующее смещение центра жесткости сейсмоизолированной системы (d_{cd}) и результирующая полная сила сдвига, передаваемая через поверхность раздела системы изоляции (V_d) в каждом из двух горизонтальных направлений, должны оцениваться по нижнему предельному значению следующим образом:

$$p_d = \frac{d_{cd}}{d_{cf}} \geq 0,80, \quad (8.16)$$

$$p_v = \frac{V_d}{V_f} \geq 0,80, \quad (8.17)$$

где d_{ef} , V_f — расчетное перемещение и сила сдвига, передаваемая через поверхность раздела системы изоляции, рассчитанная в соответствии со спектральным анализом с использованием основной формы колебаний, согласно 7.5.4 СН РК ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012. Ограничения 7.5.3(1)P СН РК ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012 не используются при оценке выражений (8.16) и (8.17).

8.3.2.7 [7.5.5(7)] Если условия 8.3.2.6 настоящего Пособия не выполняются, параметры воздействия на сейсмоизоляционную систему, пролётное строение и нижнее строение необходимо умножить на следующие выражения:

$$\frac{0,80}{p_d} \quad \text{для сейсмических смещений или} \quad (8.18)$$

$$\frac{0,80}{P_v} \quad \text{для сейсмических сил и моментов} \quad (8.19)$$

8.3.2.8 [7.5.5(8)] Ограничения 8.3.2.6 и поправки, представленные в 8.3.2.7 могут не применяться, если мост нельзя представлять (даже грубо) моделью с одной степенью свободы. К таким случаям можно отнести следующие мосты:

— мосты с высокими опорами, масса которых оказывает существенное влияние на смещение пролётного строения;

— мосты со значительным эксцентриситетом e_x в продольном направлении между центром массы пролётного строения и центром эффективной жесткости ($e_x > 0, 10L$).

В таких ситуациях рекомендуется, чтобы ограничения и поправки (8.3.2.6) и (8.3.2.7) применялись в каждом направлении к перемещениям и силам, полученным из расчёта с использованием основной собственной формы колебаний реальной модели моста в соответствующем направлении.

8.4 Расчёт во временной области

8.4.1[7.5.6(1)P] Для расчёта во временной области используются положения 8.3.2.1, 8.3.2.2, 8.3.2.3, 8.3.2.6, 8.3.2.7 и 8.3.2.8 настоящего Пособия, с использованием в выражениях (8.16) и (8.17) значений d_{cd} и V_d , соответствующих расчетным воздействиям, согласно 4.2.4.3(1)P СН РК ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012.

8.5 Вертикальная составляющая сейсмического воздействия

8.5.1 [7.5.7(1)] Влияние вертикальной составляющей сейсмического воздействия можно определить с помощью линейного спектрального анализа независимо от метода, используемого для определения реакции на горизонтальное сейсмическое воздействие. Для определения суммарного воздействия используются условия 4.2.1.4 СН РК ЕН 1998-2:2005+A1:2009/2012.

8.6 Примеры моделирования сейсмоизолированных конструкций

8.6.1 Мост с пролётным строением на упруго-вязких сейсмоизоляторах

8.6.1.1 Упрощённая модель моста при поперечных колебаниях (как системы с одной степенью свободы) представлена на Рисунке 8.2.

Принятые обозначения:

m - масса пролётного строения;

c_o - коэффициент вязкого (конструкционного) демпфирования опор;

k_o - коэффициент суммарной жёсткости опор;

\ddot{u}_g - акселерограмма колебаний поверхности грунта при землетрясении.

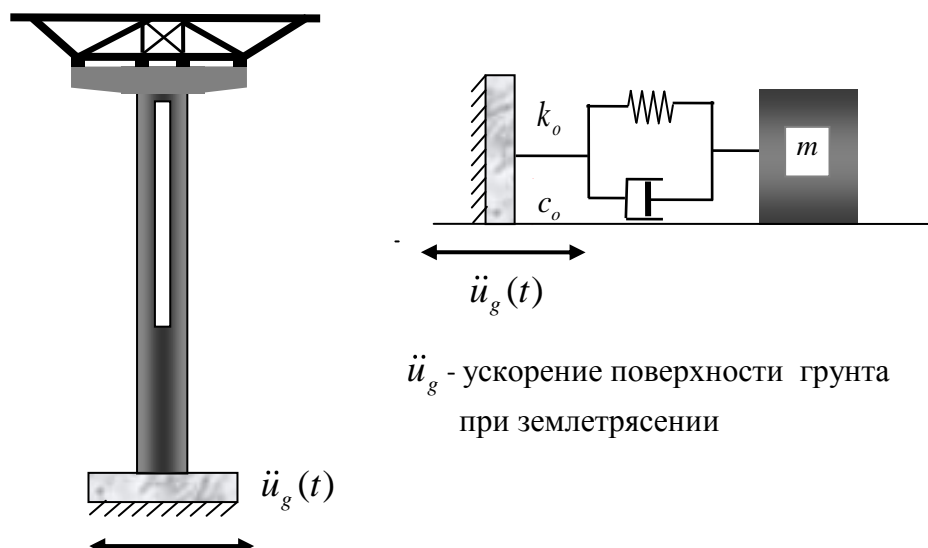


Рисунок 8.2 - Упрощённая расчётная модель моста для анализа поперечных колебаний

Дифференциальное уравнение колебаний такой системы при колебании основания вследствие сейсмического воздействия может быть представлено в виде:

$$m\ddot{u} + c_o\dot{u} + k_o u = -m\ddot{u}_g \quad \text{или} \quad \ddot{u} + 2\xi\omega_0\dot{u} + \omega_0^2 u = -\ddot{u}_g, \quad (8.20)$$

где $\xi = \frac{c_o}{2\sqrt{k_o m}}$ - безразмерный коэффициент демпфирования (отношение реального

демпфирования к критическому),

$\omega_0 = \sqrt{\frac{k_o}{m}}$ - циклическая частота собственных колебаний без учёта демпфирования.

8.6.1.2 Период собственных колебаний недемпфированной системы определяется выражением:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k_o}}, \quad (8.21)$$

При малых коэффициентах демпфирования влиянием демпфирования на период колебаний можно пренебречь.

8.6.1.3 Конструкцию моста с виброизолирующими опорными частями можно моделировать расчётной схемой, представленной на Рисунке 8.3

8.6.1.4 Дифференциальное уравнение колебаний моста с сейсмоизолирующими опорными частями имеет вид:

$$m\ddot{u} + (c_o + c_i)\dot{u} + Ku = -m\ddot{u}_g, \quad \text{или} \quad \ddot{u} + 2\xi_i\omega_{oi}\dot{u} + \omega_{oi}^2 u = -\ddot{u}_g \quad (8.22)$$

Принятые обозначения:

$K = \frac{k_o k_i}{k_o + k_i}$ - эквивалентная жёсткость опор и опорных частей,

$$\xi_i = \frac{(c_o + c_i) \sqrt{k_o + k_i}}{2 \sqrt{m k_o k_i}} - \text{эквивалентный безразмерный коэффициент демпфирования,}$$

учитывающий конструкционное демпфирование опор и рассеяние энергии демпфирующими устройствами,

$$\omega_{oi} = \sqrt{\frac{K}{m}} - \text{частота собственных колебаний без учёта демпфирования.}$$

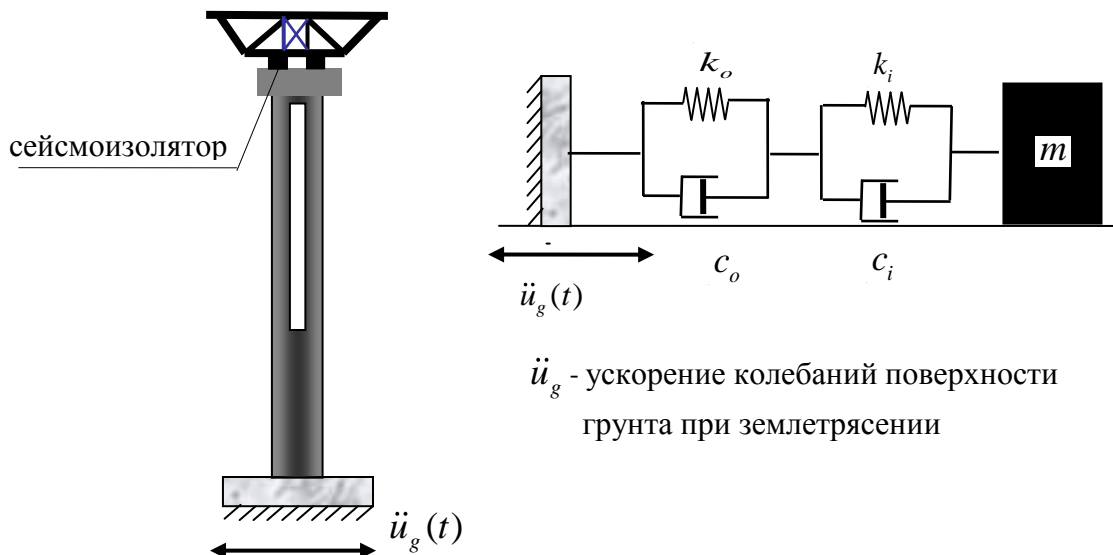


Рисунок 8.3 - Упрощённая расчётная модель моста для анализа поперечных колебаний с учётом сейсмоизолирующих устройств

8.6.1.5 Учитывая, что при использовании сейсмоизолирующих опор, демпфирование может существенно влиять на параметры колебаний, определим период собственных колебаний системы с учётом демпфирования:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K(1-\xi_i^2)}} = 2\pi \sqrt{\frac{m(k_o + k_i)}{k_o k_i (1-\xi_i^2)}}, \quad (8.23)$$

8.6.1.6 В качестве примера отметим, что для увеличения периода собственных колебаний более чем в три раза при применении виброизолирующих устройств, необходимо, чтобы величина k_i составляла 0,1 от k_o .

Действительно, период колебаний моста с эквивалентной жёсткостью опор и опорных частей, определяемой выражением $K = \frac{k_o k_i}{k_o + k_i}$, при $k_i = 0.1 k_o$ возрастёт и определится выражением: $T = 2\pi \sqrt{\frac{11m}{k_o(1-\xi^2)}}$

8.6.1.7 При использовании более сложных схем для расчёта мостов – систем с большим числом степеней свободы - принципы расчёта остаются прежними. В этих

случаях добавляются упругие и вязкие элементы в соответствующих точках, при этом, учитывается такой параметр как коэффициент участия формы колебаний.

8.6.2 Оценка влияния демпфирующих элементов на реакцию конструкции на сейсмические воздействия

8.6.2.1 В теории динамики сооружений и нормах различных стран используется понятие - критический коэффициент демпфирования. Это такое значение демпфирования, при котором невозможны гармонические свободные колебания. Критический коэффициент демпфирования, о котором уже упоминалось в 8.6.1, определяется по формуле:

$$c_{cr} = 2\sqrt{k_0 m}, \quad (8.24)$$

8.6.2.2 Относительный (безразмерный) коэффициент демпфирования определяется выражением:

$$\xi = \frac{c_0}{c_{cr}} = \frac{c_0}{2\sqrt{k_0 m}}, \quad (8.25)$$

Относительный коэффициент демпфирования задаётся в долях, или в процентах от критического коэффициента.

8.6.2.3 Кроме механизма вязкого рассеяния энергии, диссипация энергии может проявляться из-за нелинейного поведения системы. Рассеяние энергии при нелинейном поведении описывается гистерезисными кривыми. Дифференциальное уравнение движения в этом случае можно представить в виде:

$$m\ddot{u} + c_0\dot{u} + f(\dot{u}, u) = -m\ddot{u}_g, \quad (8.26)$$

8.6.2.4 Существуют различные подходы к решению подобных задач. Наиболее точные решения получаются при учёте действительного поведения демпфирующих устройств, при этом необходимо решать нелинейные задачи. На практике достаточно точно эффективность демпфирующих устройств описывается эквивалентным вязким трением.

8.6.2.5 Одним из способов расчёта таких устройств является «метод эквивалентного коэффициента демпфирования». Эквивалентный коэффициент демпфирования определяется через отношение энергии, рассеянной демпфирующим устройством за один цикл E_d , к максимальной энергии деформации E_{\max} , запасаемой системой:

$$\xi_{eq} = \frac{E_d}{4\pi E_{\max}}, \quad (8.27)$$

8.6.2.6 Для каждого конкретного устройства величина рассеянной энергии может быть определена путём замера площади петли гистерезиса. Дифференциальное уравнение движения (8.26) при таком подходе к расчёту представляется в виде:

$$\ddot{u} + 2\omega_0(\xi + \xi_{eq})\dot{u} + \omega_0^2 u = -\ddot{u}_g, \quad (8.28)$$

Эта методика так же распространяется на системы с любым числом степеней свободы. При этом, определяются эквивалентные модальные коэффициенты демпфирования для каждой j -той собственной формы колебаний:

$$\xi_{eq}^j = \frac{E_d^j}{4\pi E_{\max}^j}, \quad (8.29)$$

Таким образом, схемы сооружений с дополнительным модальным демпфированием дают возможность применить для расчёта хорошо разработанные методы линейного анализа во временной области с использованием синтезированных акселерограмм, или спектральным методом с использованием спектров ответов.

8.7 Моделирование взаимодействия опор с грунтовым основанием

8.7.1 При расчёте на сейсмическое воздействие опоры и устои, которые передают сейсмическое воздействие грунта на пролётное строение, должны рассматриваться, в основном, как закреплённые в грунтовом основании (3.1.2(3) СН РК ЕН 1998-2:2005+А1:2009/2012).

8.7.2 Сейсмическое (кинематическое) воздействие прикладывается на границе раздела между конструкцией и грунтом.

8.7.3 Взаимодействие грунта с конструкцией может рассматриваться, согласно СН РК ЕН 1998-5:2004/2012 с использованием пружин, имитирующих свойства грунтов. Воздействие прикладывается к концам пружин, имитирующим жёсткость грунта.

8.7.4 Взаимодействие грунта с конструкцией должно всегда приниматься в расчет для мостовых опор, если податливость грунта составляет более 20 % общего смещения в верхней части опор при воздействии горизонтальной нагрузки в данном направлении в верхней части опоры.

8.7.5 Взаимодействие грунта с конструкцией и его влияние на сваи или колонны (кессоны) должно рассчитываться согласно 5.4.2 СН РК ЕН 1998-5:2004/2012, с учётом условий 6.4.2 СН РК ЕН 1998-2:2005+А1:2009/2012.

8.7.6 В случаях, когда достоверная оценка механических свойств грунта затруднена, можно выполнять расчёты с использованием самых больших и самых малых вероятных значений.

8.7.7 Завышенная оценка жесткости грунта должна использоваться для расчета внутренних сил, а заниженная оценка — для расчета смещений моста.

9 ТРЕБОВАНИЯ К СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИМ УСТРОЙСТВАМ ДЛЯ МОСТОВ

9.1 Общие положения

9.1.1 Одним из факторов, который необходимо учитывать при принятии решения о необходимости сейсмоизоляции моста, является уровень допускаемых повреждений сооружения. При любых землетрясениях мосты, расположенные на важных направлениях, не должны быть повреждены вовсе, либо могут получить незначительные повреждения, которые можно быстро отремонтировать. Это означает, что несущие элементы мостов даже при сильных сейсмических воздействиях должны работать в упругой стадии.

Стоимость пролётных строений и опор при таких условиях может значительно возрасти. Использование сейсмоизоляции в таких проектах может быть единственным экономически выгодным решением.

9.1.2 Другим фактором, влияющим на выбор сейсмоизолирующих систем, который также необходимо принимать во внимание, является топография строительной площадки. На сильно пересечённой местности высоты опор могут значительно отличаться, и различные типы грунтов, могут стать причиной большой разности характеристик опор. Это, в свою очередь, может привести к неравномерному распределению сейсмической нагрузки между опорами. Использование сейсмоизолирующих устройств позволяет более равномерно распределять усилия между опорами.

9.1.3 [7.3(2)P] Сейсмическая реакция суперструктуры и сабструктуры при расчетном сейсмическом воздействии должна рассматриваться в условиях ограниченной податливости сооружения ($q \leq 1,5$).

9.1.4 [7.3(3)] Считается, что конструкция моста отвечает основным требованиям, если он был спроектирован согласно 7.4 и 7.5 и соответствует 7.6 и 7.7 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012

9.1.5 [7.3(4)P] Для прочности и целостности сейсмоизолирующей системы требуется повышенная надежность, так как ее устойчивость при перемещении имеет критическое значение для безопасности моста. Считается, что сейсмоизолированная система имеет высокий уровень надежности, если она спроектирована в соответствии с требованиями 7.6.2 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

9.1.6 [7.3(5)P] Для всех типов изоляторов, кроме простых слабо-демпфирующих эластомерных опорных частей, согласно 7.5.2.3.3(5) и 7.5.2.3.3(6), и плоских скользящих опор, согласно 7.5.2.3.5(5) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, характеристики элементов должны быть подтверждены результатами испытаний опытных образцов.

ПРИМЕЧАНИЕ В информационном Приложении К СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 содержатся инструкции по проведению испытаний опытных образцов, если в СТ РК 15129-2012 (антисейсмические устройства) нет подробного описания требований по проведению испытаний образцов данного типа. В Приложении А настоящего Пособия приведены рекомендации по оценке реакции сооружений на сейсмические воздействия при использовании сейсмоизолирующих устройств.

9.1.7 При проектировании сейсмоизолирующих устройств должны быть выполнены основные требования, указанные в подразделе 2.2 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

9.2 Требование по отсутствию разрушений (критическое предельное состояние)

9.2.1 [2.2.2(1)P] После расчетного сейсмического воздействия мост должен сохранить свою конструктивную целостность и остаточную несущую способность, хотя некоторые его элементы могут оказаться поврежденными.

9.2.2 [2.2.2(2)] В опорах допускаются остаточные деформации некоторых сечений (т. е. образование зон пластических деформаций). При отсутствии сейсмической изоляции такие изгибные деформации, как правило, предусматриваются в регионах с повышенной сейсмичностью для того, чтобы снизить расчетное сейсмическое воздействие до уровня, соответствующего разумному увеличению дополнительных затрат на строительство моста

по сравнению с затратами на строительство обычных не сейсмостойких мостов.

9.2.3 [2.2.2(3)] Пролётное строение моста также должно проектироваться с учётом предотвращения локальных повреждений второстепенных элементов: температурных швов, сплошных плит (2.3.2.2(4) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012) и парапетов.

9.2.4 [2.2.2(4)] Если расчетное сейсмическое воздействие имеет существенную вероятность превышения в течение расчетного срока службы моста, проектирование должно быть направлено на создание конструкции, устойчивой к повреждениям. Части моста, восприимчивые к повреждениям за счет участия в рассеивании энергии при расчетном сейсмическом воздействии, должны проектироваться так, чтобы мост мог быстро ремонтироваться и использоваться спасательными экстренными службами сразу после землетрясения.

9.2.5 [2.2.2(5)] Если расчетное сейсмическое воздействие имеет низкую вероятность превышения в течение расчетного срока службы, сейсмическая активность может рассматриваться как случайное явление согласно СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, 1.5.3.5 и 4.1.1(2). В таком случае требования 9.2.3 и 9.2.4 могут быть смягчены.

9.3 Требования по минимизации повреждений (ущерба)

9.3.1 [2.2.3(1)P] Сейсмическое воздействие с высокой вероятностью повторения может привести к небольшим повреждениям второстепенных элементов, а также частей моста, способствующих рассеиванию энергии. Все остальные части моста должны оставаться неповрежденными.

9.4 Специальные требования к изолирующей системе

9.4.1 Восстановительная способность в поперечном направлении

9.4.1.1 [7.7.1(1)P] Сейсмоизолирующая система должна обладать способностью к самовосстановлению в обоих главных направлениях с целью предотвращения накопления суммарных смещений. Система будет обладать такой способностью, если она имеет малое остаточное перемещение относительно предельного перемещения d_m .

9.4.1.2 [7.7.1(2)] Требования 9.4.1.1 считаются выполненными, если определённое ниже перемещение d_0 в рассматриваемом направлении, отвечает следующему условию:

$$\frac{d_{cd}}{d_0} \geq \delta, \quad (9.1)$$

где d_{cd} - расчётное перемещение изолируемой системы в рассматриваемом направлении (максимальное перемещение относительно грунта сейсмоизолированной части сооружения, вызванное землетрясением),

d_0 - максимальное остаточное перемещение изолированной системы при статическом нагружении в рассматриваемом направлении, полученное с учётом свойств, определённых в этом подпункте и ниже в подпункте 9.4.1.5. Таким образом, не накладывается никаких ограничений на деформативность изоляторов (неограниченная

деформативность). Для билинейных систем и для систем, которые могут быть аппроксимированы как билинейные, величина d_0 определяется по формуле:

$$d_0 = F_0 / K_p, \quad (9.2)$$

δ - задаваемый параметр.

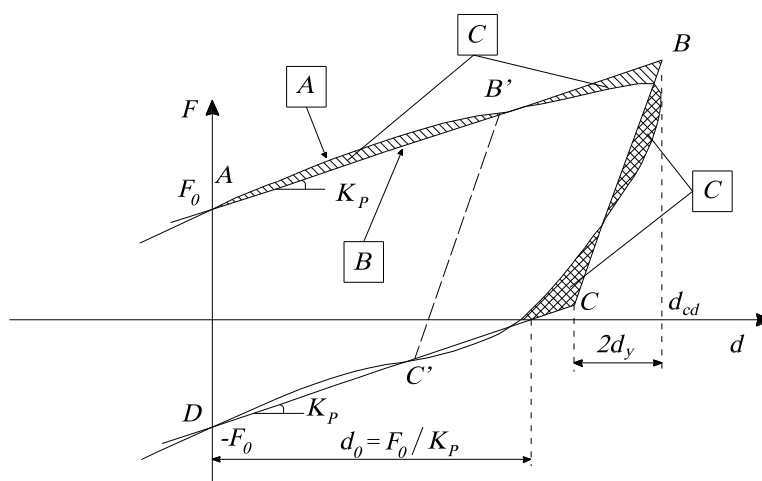
ПРИМЕЧАНИЕ 1 Рекомендуемое значение: $\delta = 0.5$ (см. также Рисунок 9.3 и примечание 2 подпункта 9.4.1.4).

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Свойства систем, поведение которых характеризуется билинейным гистерезисным поведением, определяются следующим образом (см. Рисунок 9.1): рассчитывается сила, соответствующая нулевому перемещению F_0 , и значение расчётного перемещения d_{cd} . Проводятся прямые линии нагрузки АВ и разгрузки ВС, таким образом, чтобы площади, заключаемые между реальными кривыми и аппроксимирующими линиями, были равны.

ПРИМЕЧАНИЕ 3 Для систем с билинейным поведением, в соответствии с 7.5.2.3.5 (2) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012), и систем, аппроксимируемых билинейными зависимостями, перемещение $d_0 = F_0 / K_p$, определяющее свойства изолирующей системы, считается не зависящим от величины предельной деформативности. Поэтому на Рисунке 9.1 системы с кривыми $ABCD$ и $AB'C'D$ имеют одинаковый параметр d_0 . Значение d_0 положительно, когда поступругая жёсткость K_p положительна и отрицательно, когда величина K_p отрицательна, равна ∞ , когда величина K_p равна нулю. Системы с отрицательными значениями K_p не используются.

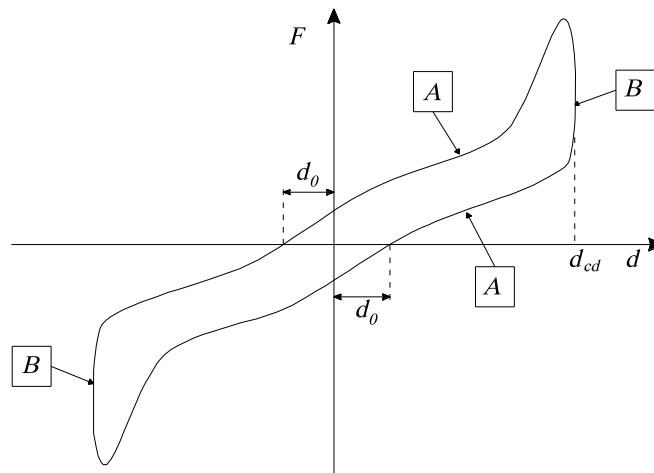
ПРИМЕЧАНИЕ 4 Для устройств со скользящими сферическими опорными частями (см. 7.5.2.3.5(2) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012) $d_0 = \mu_d R_b$.

ПРИМЕЧАНИЕ 5 Для систем с гистерезисным поведением, которые не могут быть аппроксимированы билинейным (см. Рисунок 9.2) значение d_0 может определяться точкой пересечения поступругой ветви кривой с осью перемещений. Перемещение, соответствующее пределу текучести, может приниматься равным нулю.



Условные обозначения: F — сила, d — перемещение, A — реальная зависимость сила-перемещение, B — билинейная аппроксимация ($ABCD$), C — эквивалентная площадь.

Рисунок 9.1 – Определение эквивалентной билинейной модели для оценки восстанавливающей способности



Условные обозначения: F-сила, d-перемещение, А-поступругая ветвь, В-упругая ветвь.

Рисунок 9.2– Поведение гистерезисных систем, которые не могут быть аппроксимированы билинейными моделями

9.4.1.3 [7.7.1(3)] Системы, которые не удовлетворяют условиям выражения (9.1), могут рассчитываться в соответствии с требованиями 9.4.1.1, если они обладают достаточной деформативностью и способностью в достаточной степени накапливать остаточные перемещения в течение службы сооружения.

9.4.1.4 [7.7.1(4)] Условия 9.4.1.3 рассматриваются в тех случаях, когда для каждого изолятора выполняются следующие соотношения:

$$d_{m,i} \geq d_{G,i} + \gamma_{du} d_{bi,d} p_d, \quad (9.3)$$

где

$$p_d = 1 + 1,35 \frac{1 - (d_y / d_{cd})^{0,6}}{1 + 80(d_{cd} / d_0)^{1,5}}, \quad (9.4)$$

графики ρ_d представлены на Рисунке 9.3.

и

$d_{m,i}$ - деформационная способность i -го изолятора в рассматриваемом направлении, т.е. максимальные перемещения, которые может выдержать изолятор.

$d_{bi,d}$ - расчётное перемещение изолятора i в анализируемом направлении, определяемое в соответствии с 7.6.2(1)Р СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012;

$d_{G,i}$ - перемещение изолятора i без сейсмического воздействия, определяемое в соответствии с 7.6.2(2)Р СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012;

d_y - перемещение, соответствующее пределу текучести эквивалентной билинейной системы, определяемое в соответствии с подпунктом 9.4.1.2. Для скользящих систем величина d_y может быть принята равной нулю. Если имеются неопределённости при вычислении этого параметра, его значение необходимо принять равным нулю;

γ_{du} - коэффициент, учитывающий неопределённости при определении расчётных смещений.

ПРИМЕЧАНИЕ 1 Рекомендованное значение $\gamma_{du} = 1,20$

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Второй член в выражении для ρ_d в выражении (9.4) определяет накопленные остаточные смещения при воздействии землетрясений предшествующих расчётному землетрясению. Для систем, удовлетворяющих условию $d_{cd}/d_0 \geq 0,5$, накопленные остаточные смещения незначительны (см. Рисунок 9.3). Для систем, удовлетворяющих условию $d_{cd}/d_0 < \delta$, максимальное значение $d_{m,i}$ должно определяться из выражений (9.3) или (7.19а) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, и выбираться наибольшее из них.

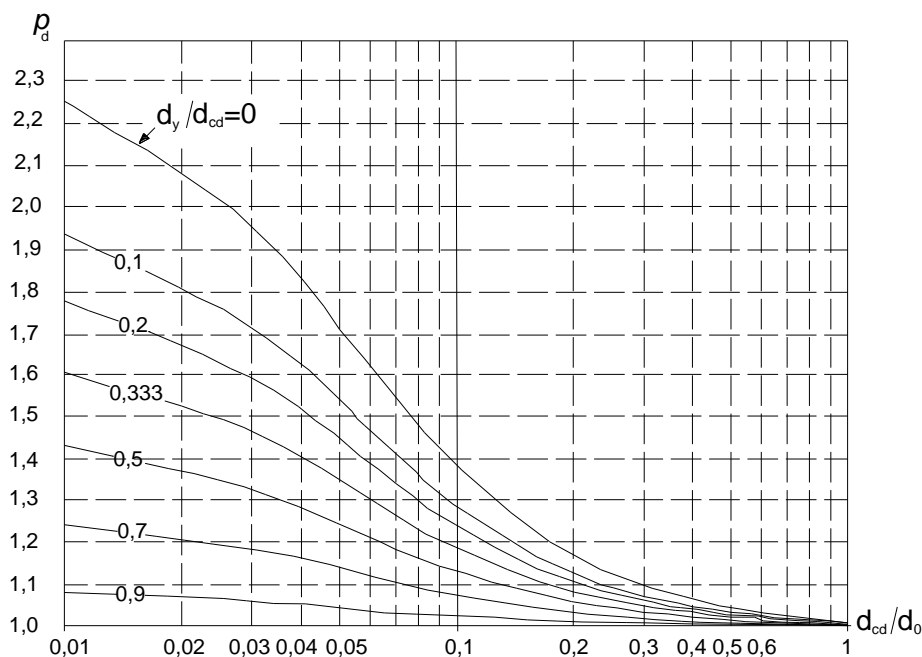


Рисунок 9.3 – График зависимости ρ_d , определяемой выражением (9.4)

9.4.1.5[7.7.1(5)] Эти же характеристики изоляторов должны использоваться для определения параметров d_{cd} и d_0 при динамических нагрузках. Условия, определяющие способность к восстановлению формы изоляторов в продольном направлении, даны в выражениях (9.1), (9.3) и (9.4), не оказывают влияния на скорость изменения усилий в сейсмоизоляторах.

9.4.2 Ограничение поперечных перемещений на сейсмоизолирующем устройстве

9.4.2.1 [7.7.2(1)P] Сейсмоизолирующая система должна обеспечивать достаточное ограничение поперечных перемещений для удовлетворения требований других СН РК EN и стандартов в отношении ограничения смещений/деформаций для обеспечения эксплуатационных требований.

ПРИМЕЧАНИЕ Это требование обычно является критическим при учёте сил торможения на железнодорожных мостах.

9.4.2.2 [7.7.2(2)] Если в конструкции моста на определенных опорах используются защитные раскосы для обеспечения эксплуатационных требований к перемещениям пролётных строений относительно опор, то их несущая способность в состоянии текучести не должна превышать 40 % расчетной сейсмической силы, передаваемой через сейсмоизолирующий слой, на той же опоре и в том же направлении. Если это требование не выполнено, тогда должны выполняться требования по условиям эксплуатации (кроме усталости), соответствующие нормативным документам (СН РК EN 1992-2:2005, СН РК EN 1993-2:2005 или СН РК EN 1994-2:2005) для элементов конструкции моста под нагрузкой, которую должны воспринимать ограничительные раскосы, в том случае, когда нагрузка увеличивается так, что усилие в раскосе достигает предела текучести.

ПРИМЕЧАНИЕ В СТ РК 15129-2012, приводится спецификация для устройств жестких соединений, которые могут использоваться для обеспечения поперечных смещений на поверхности сейсмоизолирующего слоя.

9.4.2.3 [7.7.2(3)] Если устройства передачи ударной нагрузки, ограничивающие величину усилий (см. 6.6.3.3, СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012), используются для ограничения смещений по условиям эксплуатации, эти устройства должны включаться в расчётную модель, в систему контроля и в процедуры испытаний сейсмоизолирующей системы.

9.5 Требования к устройствам, передающим ударную нагрузку

9.5.1[6.6.3.3(1)] Устройства, передающие ударную нагрузку, обеспечивают зависящее от скорости ограничение относительного перемещения между пролётным строением и опорными элементами (промежуточными опорами или устоями), следующим образом:

- При малой скорости ($v < v_1$) например, от температурных деформаций, ползучести, или усадки настила движение практически свободно (при очень малой реакции);
- При высокой скорости движения ($v > v_2$) например, при сейсмических воздействиях и воздействиях от сил торможения, движение блокируется, и устройство работает практически как жесткое;
- Устройства могут обладать свойством ограничения сил, передающихся через него (при $v > v_2$), которое снижает силу до определённого значения F_{max} , при достижении которой начинается движение.

ПРИМЕЧАНИЕ Свойства и проектирование передающих ударную нагрузку устройств описано в документе СТ РК 15129-2015. Порядок величин вышеупомянутых скоростей: $v_1 \cong 0,1$ мм/с, $v_2 \cong 1,0$ мм/с.

9.5.2[6.6.3.3(2)P] Полное описание зависимостей, определяющих поведение используемых устройств: (зависимости «усилие-перемещение» и «усилие-скорость»), включающих влияние факторов окружающей среды (таких, как температура, старение, суммарное перемещение), должно учитываться на стадии проектирования, и должно быть получено от производителя этих устройств. Необходимо получить все значения параметров, необходимых для оценки поведения этих устройств, (включая величины параметров v_1 , v_2 , F_{max} в случаях, оговоренных в (9.5.1), а также геометрические данные и расчетное сопротивление F_{Rd} этих устройств и их соединений. Эта информация должна быть основана на официальных опытных данных).

9.5.3 [6.6.3.3(3)P] В том случае, когда используются ударопередающие устройства, передающие ударную нагрузку без ограничительной функции, они должны иметь расчетное сопротивление F_{Rd} , указанное ниже.

- Для мостов, рассчитанных на податливое поведение, величина F_{Rd} не должна превышать реакцию, соответствующую несущей способности.

- Для мостов, рассчитанных на поведение с ограниченной пластичностью, величина F_{Rd} не должна быть меньше, чем реакция от расчетного сейсмического воздействия, умноженного на коэффициент условий работы (коэффициент q).

Эти устройства должны обеспечивать достаточную свободу перемещения от воздействий с малыми скоростями и сохранять несущую способность в смещённом состоянии.

9.5.4 [6.6.3.3(4)P] При использовании устройств, передающих ударную нагрузку, обладающих свойством ограничения сил, передающихся через него, необходимо, чтобы эти устройства обеспечивали достаточную возможность перемещений d_{Ed} при расчётном сейсмическом воздействии, определяемом в соответствии с (2.3.6.3(2)P, СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012) или в соответствии с 7.6.2(2)P, СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 для мостов с сейсмической изоляцией.

9.5.5 [6.6.3.3(5)P] Все устройства, передающие удары, должны быть доступны для осмотра, техобслуживания и замены.

10 ПРОВЕРКА НАДЁЖНОСТИ СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННОЙ КОНСТРУКЦИИ

10.1 Расчетное сейсмическое воздействие

10.1.1 [7.6.1(1)P] Значение E_d при расчетном сейсмическом воздействии должно определяться согласно СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 5.5(1)P и СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, 6.4.3.4:

$$E_d = G_k "+" P_k "+" A_{Ed} "+" \psi_{21} Q_{1k} "+" Q_2, \quad (10.1)$$

где “+” — означает “сочетание с”

G_k — постоянные воздействия с их характеристическими (нормативными) значениями;

P_k — характеристическое (нормативное) значение предварительного напряжения после всех потерь;

A_{Ed} — расчетное сейсмическое воздействие;

Q_{Ik} — характерное (нормативное) значение транспортной нагрузки;

ψ_{21} — коэффициент сочетания для транспортных нагрузок согласно 4.1.2(3)Р СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012;

Q_2 — квазипостоянная долговременная величина длительного воздействия (например, давления грунта, плавучести, течений и т.д.)

10.1.2 Расчетное сейсмическое воздействие на сейсмоизолирующую систему должно учитываться согласно подраздела 10.3, а воздействие на сабструктуру и суперструктуру — согласно подраздела 10.4.

10.2 Учёт изменения сейсмических воздействий в пространстве

10.2.1[3.3(1)Р] Для мостов с неразрезными пролётными строениями необходимо учитывать изменение сейсмических воздействий в пространстве при выполнении одного из двух или одновременно двух следующих условий:

- характеристики грунта вдоль моста изменяются так, что опоры моста опираются на грунты разного типа, согласно 3.3.2 НТП РК 08-01.1-2012.

- характеристики грунта вдоль моста примерно однородные, но длина пролётного строения превышает предельную величину L_{lim} .

ПРИМЕЧАНИЕ. Рекомендуемое значение: $L_{lim} = L_g / 1,5$, где длина L_g определена ниже в пункте 10.2.6.

10.2.2 [3.3(2)Р] Модель, описывающая изменение в пространстве сейсмических воздействий, должна хотя бы в упрощенном виде учитывать свойство сейсмических волн распространяться в пространстве, прогрессирующую потерю корреляции параметров движения в разных точках из-за случайных неоднородностей грунта и отражения и преломления волн. Данная модель также должна учитывать хотя бы только в упрощенном виде, потерю корреляции из-за изменения механических свойств грунта вдоль моста, что ведет к изменению спектрального состава сейсмического воздействий от одной опоры к другой.

ПРИМЕЧАНИЕ. Модели, описывающие изменение в пространстве сейсмических движений, и соответствующие методы анализа представлены в информационном приложении D документа СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012

10.2.3 [3.3(3)] Если не определен более точный метод оценки изменения сейсмического воздействия в пространстве, может быть использован упрощенный метод, описание которого приводится в 10.2.4 - 10.2.7.

10.2.4 [3.3(4)] Инерционные силы должны учитываться с использованием одного из методов, перечисленных в разделе 4 (4.2.1, 4.2.3 и 4.2.4) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, с использованием одного исходного сейсмического воздействия для

всей конструкции (например, единственный спектр ответов или соответствующий набор акселерограмм), соответствующего наиболее неблагоприятному типу грунта под мостовыми опорами.

10.2.5 [3.3(5)] Для оценки изменений сейсмического воздействия в пространстве могут использоваться псевдостатические воздействия, представляющие соответствующие наборы смещений опор пролётных строений. Эти наборы смещений должны учитывать возможные изменения в пространстве сейсмических движений «свободного поля» и выбираться так, чтобы учитывались максимальные значения исследуемого эффекта сейсмического воздействия.

10.2.6 [3.3(6)] Требования 10.2.5 будут удовлетворены, если выполняется, каждое из двух следующих сочетаний горизонтальных смещений в любом горизонтальном направлении, представляющих собой перемещения фундаментов или перемещения концов пружин, моделирующих и учитывающих жесткость грунта. Результаты применения двух наборов рассматриваются независимо.

а) Сочетание А

Сочетание А состоит из относительных смещений:

$$d_{ri} = \varepsilon_r L_i \leq d_g \sqrt{2}, \text{ где}$$

$$\varepsilon_r = \frac{d_g \sqrt{2}}{L_g},$$

приложенных одновременно с одинаковыми знаками (+ или -) ко всем опорам моста (от номера «1» до номера «n») в рассматриваемом направлении (см. Рисунок 10.1).

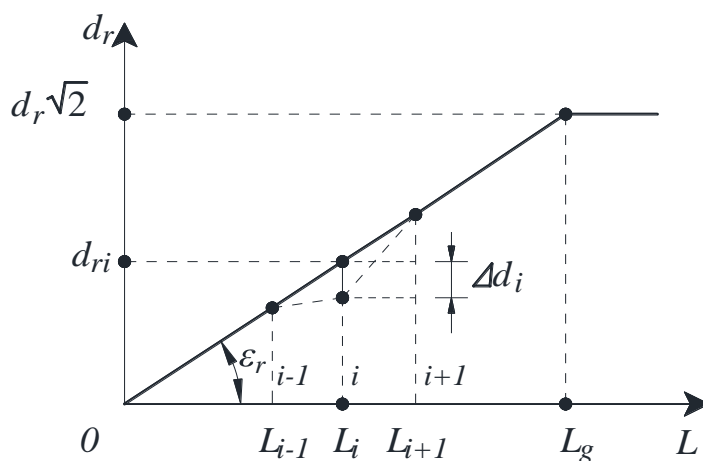


Рисунок 10.1 — Сочетания смещений А

d_g - расчётное перемещение грунта, соответствующее типу грунта и определяется по выражению (4.15), приведенному в 4.2.4.1 НТП РК 08-01.1-2012.

L_i - расстояние (проекция на горизонтальный план) от опоры с индексом i , относительно одной из концевых опор,

L_g - расстояние, на котором движения грунта можно считать полностью некоррелированным.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуемые значения расстояний, зависящие от типов грунтов, приводятся в Таблице 10.1.

Таблица 10.1 - Расстояния, при превышении которых движения грунта можно считать некоррелированными

Тип грунта	IA	IB	II	III
L_g (м)	600	500	400	300

б) Сочетание В

Сочетание В используется для оценки воздействий перемещений грунта, происходящих в противоположных направлениях двух соседних мостовых опор. В этом случае предполагается, что промежуточная опора перемещается на величину $\Delta d_i (i > 1)$, в то время как относительные перемещения соседних опор $i-1$ и $i+1$ отсутствуют (см. Рисунок 10. 2).

$$\Delta d_i = \pm \beta_r \varepsilon_r L_{av,i},$$

где:

$L_{av,i}$ - средние величины расстояний $L_{i-1,i}$ и $L_{i,i+1}$ от промежуточной опоры до соседней $i-1$ и $i+1$ опоры. Для крайних опор (0 и n) $L_{av,0} = L_{0,1}$ и $L_{av,n} = L_{n-1,n}$,

β_r - коэффициент, учитывающий величину смещений грунта в противоположных направлениях соседних опор.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуемые значения:

$\beta_r = 0,5$, если все три опоры опираются на грунты одного и того же типа,

$\beta_r = 1,0$, если тип грунта, на который опирается одна из опор, отличается от типа грунтов, на которые опираются другие опоры,

ε_r - определяется таким же образом, как и при сочетании А. Если тип грунта между двумя опорами изменяется, используется максимальное значение параметра ε_r .

Сочетание В состоит из следующей конфигурации абсолютных смещений опор с противоположными знаками на участках между смежными опорами с номерами i и $i+1$, от $i=0$ до $i=n-1$ (см. Рисунок 10.2).

$$d_i = \pm \Delta d_i / 2$$

$$d_{i+1} = \pm \Delta d_{i+1} / 2$$

10.2.7 [3.3(7)P] Для любого горизонтального направления наиболее опасные результаты, следующие из псевдостатического расчёта 10.2.5 и 10.2.6, должны быть скомбинированы с соответствующими инерционными эффектами 10.2.4 по правилу SSRS (корень квадратный из суммы квадратов). Результат этого сочетания определяет воздействия в данном направлении.

Кроме того, для учёта комбинации эффектов разных составляющих сейсмического воздействия применяются правила, изложенные в 4.2.1.4 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

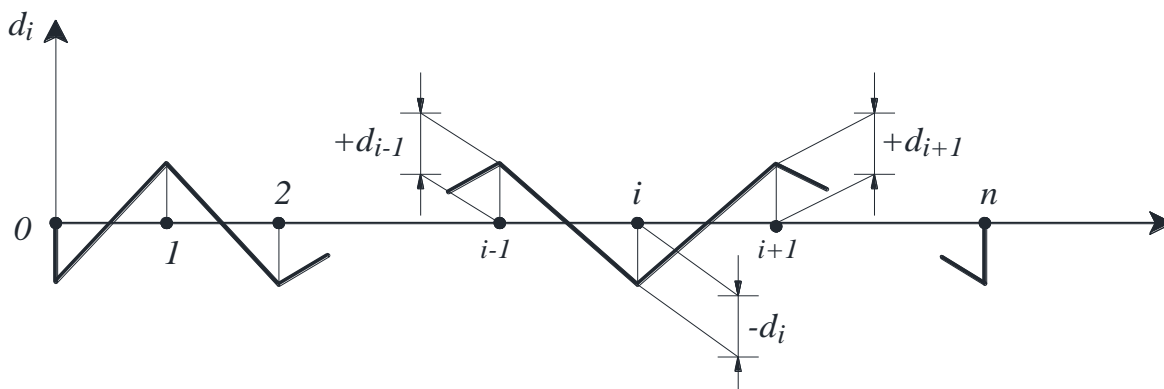


Рисунок 10.2 — Сочетания перемещений В

10.2.8 [3.3(8)] При проведении анализа во временной области, сейсмические движения грунта в области каждой опоры должны с достаточной степенью точности учитывать возможное изменение сейсмического воздействия в пространстве.

ПРИМЕЧАНИЕ Инструкции по генерации сейсмических воздействий, учитывающих возможные изменения воздействий в пространстве, приводятся в D.2 информационного приложения D СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

10.3 Сейсмоизолирующая система

10.3.1 [7.6.2(1)P] Необходимая повышенная надежность сейсмоизолирующей системы (см. 7.3(4)P СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012) должна обеспечиваться посредством расчета каждого изолятора i на повышенное расчетное смещение $d_{bi,a}$:

$$d_{bi,a} = \gamma_{IS} d_{bi,d}, \quad (10.1)$$

где γ_{IS} — коэффициент усиления, на который увеличиваются расчетные перемещения $d_{bi,d}$ каждого i -того изолятора, полученные в результате расчёта по методикам, представленным в 7.5, СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

10.3.2 Если изменения сейсмического воздействия в пространстве учитываются с помощью упрощенных методов (см. 10.2.4, 10.2.5, 10.2.6 и 10.2.7) настоящего Пособия, повышенные расчетные смещения должны определяться по правилу 10.2.7, где смещения $d_{bi,d}$, вызванные инерционной реакцией, определенной согласно одной из методик 7.5 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, должны увеличиваться в соответствии с выражением (10.1)

При этом смещения, соответствующие изменению сейсмических воздействий в пространстве, определенные согласно 10.2.5 и 10.2.6, не увеличиваются.

ПРИМЕЧАНИЕ Рекомендуемое значение величины $\gamma_{IS} = 1,50$.

10.3.3 [7.6.2(2)P] Для определения суммарного максимального перемещения каждого изолятора в любом направлении, при расчетном сейсмическом воздействии необходимо проверить выполнение условие (93a), увеличивая перемещения от сейсмического воздействия на компенсирующее смещение $d_{G,i}$, которое может вызываться:

а) постоянным воздействием;

- б) долгосрочной деформацией (вследствие напряжения арматуры, усадки, осадки и ползучести) бетонных элементов суперструктуры;
- в) 50 % термального воздействия.

$$d_{m,i} \geq d_{G,i} + d_{bi,a}. \quad (10.2)$$

ПРИМЕЧАНИЕ Дополнительное условие для допустимого перемещения $d_{m,i}$ изоляторов приведено в 7.7.1 (4) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

10.3.4 [7.6.2(3)P] Все компоненты сейсмоизолирующей системы должны функционировать без изменения их свойств вплоть до достижения максимальных перемещений $d_{m,i}$.

10.3.5 [7.6.2(4)P] Расчетное сопротивление каждого несущего элемента сейсмоизолирующей системы, включая ее крепление, должно превышать силу, воздействующую на элемент при общем максимальном перемещении. Оно должно также превышать расчетную силу, вызванную ветровой нагрузкой на конструкции в соответствующем направлении.

ПРИМЕЧАНИЕ Максимальная реакция гидравлических вязких демпферов (см. 7.5.2.3.4) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, соответствующая повышенному смещению $d_{bi,a}$, может определяться посредством умножения реакции, полученной в результате расчёта, на множитель $\gamma_{is}^{a_b/2}$ с коэффициентом a_b , определённым в (см.7.5.2.3.4) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

10.3.6 [7.6.2(5)] Изоляторы, состоящие из простых слабо-демпфирующих эластомерных опорных частей, должны рассчитываться согласно 10.3.1 – 10.3.4 в соответствии с СТ РК EN 1337-3-2011. Максимальные деформации при сдвиге должны рассчитываться в виде суммы, состоящей из:

- а) касательных деформации, возникающих при сжатии,
- б) касательных деформации, соответствующих общим горизонтальным перемещениям,

в) касательных деформаций, возникающих при расчётном угле поворота опорной части без умножения этой суммы на коэффициент усиления. Эти суммарные деформации не должны превышать предельное значение $\varepsilon_{u,d}$, определяемое в соответствии с

выражением (2) 5.3.3 СТ РК EN 1337-3-2011: $\varepsilon_{u,d} = \frac{\varepsilon_{u,k}}{\gamma_m}$

где $\varepsilon_{u,k}$ максимальное допустимое значение, равное 7 для предельного состояния.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение величины γ_m для определения величины $\varepsilon_{u,d}$ при расчёте простых опорных частей с малым демпфированием (при расчётном землетрясении). Рекомендуется принимать $\gamma_m = 1,0$.

10.3.7 Устойчивость при сжатии и скольжении должна проверяться в соответствии с положениями 5.3.3.6 СТ РК EN 1337-3-2011.

10.3.8 Условие ограничения вращения. Для многослойных опорных частей необходимо ограничить вращательные перемещения, если полный вертикальный прогиб $\Sigma v_{z,d}$ соответствует уравнению

для прямоугольных опорных частей
$$\sum v_{z,d} - \frac{(a'a_{a,d} + b'a_{b,d})}{K_{r,d}} \geq 0$$

для цилиндрических опорных частей
$$\sum v_{z,d} - \frac{(D'a_d)}{K_{r,d}} \geq 0$$

где

$\alpha_{a,d}$ - угол поворота вокруг боковой стороны a , опорной части;

$\alpha_{b,d}$ - угол поворота (если он существует) вокруг длинной стороны b , опорной части;

D' - эффективный диаметр опорной части;

a' - эффективная ширина опорной части (ширина металлических пластин);

b' - эффективная длина опорной части (длина металлических пластин);

$K_{r,d}$ - коэффициент ограничения вращения рекомендуется принять $K_{r,d} = 3$;

$\sum v_{z,d}$ - полное вертикальное перемещение (прогиб), при вращении относительно

стороны «а» α_a и стороны «b» α_b .

10.3.9 Продольная устойчивость. Для многослойных опор, давление, $\frac{F_{z,d}}{A_r}$ должно

удовлетворять следующему условию:

для прямоугольных опор
$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{(2a'GS_1)}{3T_e};$$

для цилиндрических опорных частей параметр a' принимается равным диаметру.

10.3.9 При условии отсутствия скольжения для опор без анкеров должны быть удовлетворены следующие требования:

$$F_{xy,d} \leq \mu_e F_{z,d \min},$$

и при постоянных нагрузках:

$$\sigma_{cd \min} = \frac{F_{z,d \min}}{A_r} \geq 3(H / \text{мм}^2)$$

где

$F_{xy,d}$ - результирующий вектор всех горизонтальных сил;

$F_{z,d \min}$ - минимальная вертикальная расчетная нагрузка, соосная с $F_{xy,d}$;

μ_e - коэффициент трения, заданный выражением:

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5K_f}{\sigma_m}$$

где

$K_f = 0,6$ для бетона;

$K_f = 0,2$ для всех поверхностей другого типа, включая подстилающий клеящий слой;

σ_m – усредненное значение сжимающего напряжения, выраженное в МПа, обусловленное действием нагрузки $F_{z,d \min}$

ПРИМЕЧАНИЕ Расчетные значения коэффициентов трения, учитывающие скольжение являются довольно низкими, чтобы можно было учитывать долговременные воздействия. Для конструкций, к которым предъявляются повышенные динамические требования, например, железнодорожные мосты, или конструкции с гладкими цокольными поверхностями, могут быть заданы большие значения μ_e , чем значения упомянутые выше. В тех случаях, когда опорная часть не удовлетворяет требованиям устойчивости при скольжении, необходимо применить средства, обеспечивающие восприятие горизонтальных сил.

10.3.11 [7.6.2(6)] Для простых слабо-демпфирующих эластомерных опорных частей в дополнение к расчётам 10.3.6 необходимо выполнить проверку следующего условия:

$$\varepsilon_{q,d} \leq 2,0 \quad (10.3)$$

где $\varepsilon_{q,d}$ - деформация сдвига, рассчитанная в соответствии с выражением (10) в СТ РК EN 1337-3-2011, 5.3.3.3. В этом случае $v_{x,d}$ и $v_{y,d}$ должны приниматься равными максимальным общим относительным смещениям в горизонтальных направлениях x и y , как указано в 10.3.3 выше.

10.3.12 [7.6.2(7)] Подъем изоляторов, воспринимающих вертикальное усилие, не допускается в расчетной сейсмической ситуации при сейсмическом воздействии, описание которого приводится в 7.4 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

10.3.13 [7.6.2(8)] Расчёт скользящих элементов, указанных в 7.5.2.3.5(5) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, для расчетного сейсмического смещения производится согласно 10.3.1 настоящего Пособия, в соответствии с нормативным документом СТ РК EN 1337-2-2011.

10.4 Субструктура и суперструктура

10.4.1 [7.6.3(1)P] Внутренние силы, возникающие при сейсмических воздействиях E_{EA} в нижнем и верхнем строении, вызываемые только расчетным сейсмическим воздействием, должны определяться в соответствии с 7.5 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

10.4.2 [7.6.3(2)] Расчетные сейсмические силы E_E , вызванные только расчетным сейсмическим воздействием, можно получить, разделив усилия E_{EA} из 10.4.1 на коэффициент q , соответствующий ограниченно податливому/существенно упругому режиму, т. е. $E_E = E_{EA} / q$ при $q \leq 1,5$.

10.4.3 [7.6.3(3)] Необходимо проверить, что все элементы конструкции будут работать в упругой стадии, согласно правилам 5.6.2 и 6.5 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

10.4.4 [7.6.3(4)P] Расчетное воздействие на фундамент должно соответствовать условиям 5.8.2(2)P СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

10.4.5 [7.6.3(5)] При определении расчетных горизонтальных сил, действующих на опорные элементы (промежуточные опоры или устои), со скользящими опорными

элементами, описанными в 5.7.6, должны использоваться максимальные значения сил трения в соответствии с требованиями СТ РК EN 1337-2-2011.

10.4.6 [7.6.3(6)] Если при условии 10.4.5 опорный элемент воспринимает также нагрузку от вязких гидравлических демпферов, тогда:

а) расчетную горизонтальную силу, действующую на опорный элемент при сейсмическом воздействии в направлении действия демпфера, необходимо увеличить на максимальную силу, возникающую в демпфере (см. Выражение 10.4);

б) расчетную горизонтальную силу при несейсмических воздействиях, возникающую вследствие деформаций (из-за температурных изменений) необходимо увеличить на усилие воздействие демпфера, составляющее 10 % от максимальной реакции демпфера при сейсмическом воздействии, используемой в (а).

10.4.7 [7.6.3(7)] При использовании одномодового или мультимодового метода расчёта сейсмоизолирующих систем, состоящих из эластомерных опорных частей и гидравлических вязких демпферов, установленных на одних и тех же опорных элементах, разность фаз между максимумом упругих и вязких элементов должна учитываться с помощью метода последовательных приближений. При этом должны выбираться наиболее неблагоприятные усилия, соответствующие следующим характерным состояниям:

а) Состояния, при которых достигается максимальное перемещение, определённое в соответствии с выражением (8.10). В этом случае демпфирующие силы будут равны нулю.

б) Состояния, когда скорости достигают максимальных значений, а перемещения равны нулю. Тогда максимальные демпфирующие силы определяются с использованием максимальной скорости, определяемой выражением:

$$v_{msx} = 2\pi d_{bd} / T_{eff}, \quad (10.4)$$

где d_{bd} — максимальное перемещение демпфера, соответствующее расчетному перемещению d_{cd} сейсмоизолированной системы.

с. Максимальную инерционную силу верхнего строения можно рассчитать следующим образом:

$$F_{max} = (f_1 + 2\xi_b f_2) S_e M_d, \quad (10.5)$$

где S_e определяется в соответствии с положениями 4.2.2.2 НТП РК 08-01.1-2012 с использованием Таблиц 4,2 и 4,3 с параметром K_{eff} , определяемым по формуле (8.4) без учёта какого-либо влияния жесткости демпферов

$$f_1 = \cos[\arctan(2\xi_b)], \quad (10.6)$$

$$f_2 = \sin[\arctan(2\xi_b)], \quad (10.7)$$

где ξ_b — вклад демпферов в величину эффективного демпфирования ξ_{eff} , представленного в выражении (8.5).

В этом случае перемещение составляет $f_1 d_{cd}$, а скорость демпферов: $v = f_2 v_{max}$.

10.4.8 [7.6.3(8)] В сейсмоизолирующих системах, состоящих из гидравлических вязких демпферов и эластомерных опорных частей, (случай 10.4.7), без элементов трения, расчетная горизонтальная сила, действующая на мостовые опоры, несущие опорные части

и демпферы, для несейсмических воздействий деформации (температурные изменения и т. д.), должна определяться при реакции демпфера равной нулю.

11 УЧЁТ ИЗМЕНЧИВОСТИ РАСЧЕТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИХ ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ

11.1 Факторы, вызывающие изменение расчетных характеристик

11.1.1 [J1(1)] Для расчета изолирующей системы в соответствии с СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012, 7.5.2.4, необходима оценка верхней и нижней границы расчетных характеристик (UBDP и LBDP), которые определяются посредством оценки влияния следующих факторов на каждую из этих характеристик:

- f_1 : старение (включая коррозию);
- f_2 : температура (минимальная расчетная температура сейсмоизолирующего устройства $T_{\min,b}$);
- f_3 : загрязнение;
- f_4 : суммарное перемещение (износ).

Расчетными характеристиками циклической реакции при действии вышеуказанных факторов (см. Рисунки 6.4 и 5.11) являются:

- жесткость за пределом упругости K_p .
- сила при нулевом перемещении F_0 .

11.1.2 [J1(2)] Минимальная температура сейсмоизолирующего устройства при расчётном сейсмическом воздействии $T_{\min,b}$ должна соответствовать климатическим условиям местоположения моста.

ПРИМЕЧАНИЕ Значение минимальной температуры сейсмоизолирующего устройства для использования в расчетной сейсмической ситуации можно найти в Национальном Приложении. Ниже приведены рекомендуемые значения:

$$T_{\min b} = \psi_2 T_{\min} + \Delta T_1 \quad (11.1)$$

где T_{\min} — минимальная температура воздуха в тени в месте расположения моста с годовой вероятностью (отрицательного) превышения 0,02, согласно СН РК EN 1991-1-5:2003/2011.

$\psi_2 = 0,50$ — коэффициент учёта теплового воздействия при расчетной сейсмической ситуации, согласно СН РК EN EN 1990:2002+A1:2005/2011 — Приложение А.2.

ΔT_1 - принимает разные значения в зависимости от материала настила моста, согласно Рисунку 6.1 СН РК EN EN 1991-1-5: 2003/2011. Значения ΔT_1 для настила моста приведены в Таблице 11.1.

Таблица 11.1 [J.1N] - Значение ΔT_1 для определения минимальной температуры сейсмоизолирующего устройства

Настил	Бетон	Составной	Сталь
ΔT_1 (°C)	7,5	5,0	-2,5

11.2 Оценка изменений расчетных характеристик

11.2.1 [J2(1)] Влияние каждого фактора f_i ($i=1...4$), из перечисленных в 11.1 на каждую расчетную характеристику следует оценивать посредством сравнения: (а) - максимальной и минимальной величин ($\max DP_{fi}$ и $\min DP_{fi}$) расчетной характеристики, полученной под влиянием фактора f_i с (б) - максимальными и минимальными величинами ($\max DP_{nom}$ и $\min DP_{nom}$) под влиянием того же фактора, полученными при испытаниях прототипа. При этом необходимо получить следующие отношения, определяющие влияние каждого фактора на исследуемое расчетное свойство.

$$\lambda_{\max, fi} = \frac{\max DP_{fi}}{\max DP_{nom}}, \quad (11.2)$$

$$\lambda_{\min, fi} = \frac{\min DP_{fi}}{\min DP_{nom}}, \quad (11.3)$$

ПРИМЕЧАНИЕ 1 В информационном Приложении К СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 приводится описание процедуры испытаний опытных образцов для случаев, когда СТ РК EN 15129-2012 не содержит подробных требований, предъявляемых к этим испытаниям.

ПРИМЕЧАНИЕ 2 Рекомендуемые значения параметров λ и инструкции по применению наиболее часто используемых сейсмоизолирующих устройств: эластомерных опорных частей, свинцово-резиновых опорных частей, скользящих сейсмоизолирующих устройств и гидравлических вязких демпферов, приводятся в информационном Приложении JJ СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

11.2.2 [J2(2)] Верхнее предельное значение расчётных характеристик (UBDP), определяется следующим образом:

$$UBDP = \max DP_{nom} \cdot \lambda_{U, f1} \cdot \lambda_{U, f2} \dots \lambda_{U, f5} \quad (11.4)$$

$$\text{с коэффициентами модификации } \lambda_{U, f1} = 1 + (\lambda_{fi} - 1)\psi_{fi}, \quad (11.5)$$

где коэффициенты сочетаний ψ_{fi} учитывают уменьшение вероятности одновременного проявления максимальных отрицательных эффектов всех факторов и принимаются в соответствии с Таблицей 11.2:

Таблица 11.2 [J2] — Сочетание коэффициентов ψ_{fi}

Класс ответственности	ψ_{fi}
III	0,90
II	0,70
I	0,60

11.2.3 [J2(3)] В общем случае для определения действительного нижнего предела расчётных характеристик - LBDP и соответствующих коэффициентов $\lambda_{L,fi}$ должны использоваться выражения (11.4) и (11.5) в сочетании с $\lambda_{min,fi}$. При этом для типовых эластомерных и фрикционных опорных частей можно допустить, что:

$$\lambda_{min,fi} = 1 \quad (11.6)$$

$$LBDP = \min DP_{nom} \quad (11.7)$$

11.2.4 Для гидравлических демпферов и отсутствии специальных испытаний можно принять:

$$UBDP = \max DP_{nom}$$

$$LBDP = \min DP_{nom}$$

12 РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОЦЕНКЕ РАСЧЁТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИХ УСТРОЙСТВ ОПЫТНЫМ ПУТЁМ

12.1 Общие положения

12.1.1 Технические требования, предъявляемые к сейсмоизолирующим опорным частям, включают в себя ограничения на максимальные допускаемые поперечные перемещения при воздействии как сейсмических, так и обычных температурных и ветровых нагрузок.

12.1.2 Опорные части должны обладать определённой жёсткостью, способностью рассеивать энергию, устойчивостью под действием вертикальных нагрузок и т.д.

12.1.3 Ниже представлены рекомендации для оценки расчётных характеристик сейсмоизолирующих устройств опытным путём. Рекомендации носят информативный характер.

12.2 Область применения

12.2.1 [K.1(1)] Информационное Приложение К содержит указания по испытаниям опытных или типовых образцов, которые выполняются в тех случаях, когда в СТ РК EN 15129-2012 не содержится подробных требований к таким испытаниям.

12.2.2 [K.1(2)] Значения деформационных характеристик и значения коэффициентов демпфирования сейсмоизоляторов, применяемых при проектировании и расчете сейсмоизолированных мостов, могут быть проверены при испытаниях, описанными в Приложении К. Эти испытания не предназначены для контроля качества изделия.

12.2.3 [K.1(3)] Испытания опытных образцов, описанные в 12.3, предназначены для определения и оценки диапазона номинальных расчётных характеристик сейсмоизолирующих устройств, предусмотренных проектом. Эти испытания могут зависеть от специфики проекта. При этом принимаются результаты, полученные на образцах одинакового типа и размера и имеющих подобные величины расчётных параметров.

12.2.4 [К.1(4)] Цель испытаний, представленных в 12.4, состоит в подтверждении свойств сейсмоизолирующих устройств, которые обычно не являются специфическими для проекта.

12.3 Испытания опытных образцов

12.3.1 Общие положения

12.3.1.1 [К.2.1(1)] Испытания должны выполняться как минимум на двух образцах. До проведения испытаний образцы не должны подвергаться воздействию поперечных или вертикальных нагрузок.

12.3.1.2 [К.2.1(2)] В общем, должны использоваться полноразмерные образцы. Компетентные органы могут дать разрешение на проведение испытаний образцов уменьшенного масштаба только в том случае, если наличное испытательное оборудование не позволяет провести испытания полноразмерных образцов.

12.3.1.3 [К.2.1(3)] Если используются образцы уменьшенного масштаба, они должны быть выполнены из того же самого материала, должны быть геометрически подобны полноразмерным образцам, изготовлены по той же технологии и пройти такой же контроль качества.

12.3.2 Последовательность испытаний

12.3.2.1 [К.2.2(1)] Необходимо соблюдать следующую последовательность испытаний для заданного числа циклов при вертикальной нагрузке, равной средней постоянной нагрузке для всех сейсмоизолирующих устройств одного типа и размера.

T_1 - три полных цикла с учётом и без учёта максимального температурного перемещения при скорости испытаний не менее 0,1 мм/мин.

T_2 - двадцать полных циклов нагружения с учётом и без учёта максимальной несейсмической расчетной реакции при средней частоте испытаний 0,5 Гц. После циклических испытаний нагрузка на образец должна удерживаться в течение 1 минуты.

T_3 - пять полных циклов при увеличенном сейсмическом перемещении.

T_4 - пятнадцать полных циклов при увеличенном расчетном перемещении, начиная с установленного перемещения (7.6.2(2)P) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012. Циклы можно прилагать тремя группами по пять циклов в каждом, с остановкой для охлаждения образца.

T_5 - Повторение испытаний T_2 , но с уменьшением числа циклов до трех.

T_6 - Если сейсмоизолирующее устройство является также элементом, несущим вертикальную нагрузку, то его нужно испытать при полностью знакопеременном цикле при полном расчетном сейсмическом перемещении при действии следующих вертикальных нагрузок:

$$1,2Q_G + |\Delta F_{Ed}|, \quad (12.1)$$

$$0,8Q_G - |\Delta F_{Ed}|, \quad (12.2)$$

где

Q_G - постоянная нагрузка,

ΔF_{Ed} - дополнительная вертикальная нагрузка, вызванная сейсмическим опрокидывающим эффектом при максимальной реакции при расчетном сейсмическом воздействии.

12.3.2.2 [К.2.2 (2)] Испытания T_3 , T_4 и T_6 следует выполнять при частоте, равной обратной величине эффективного периода сейсмоизолированной системы. Исключение из этого правила допускается для сейсмоизолирующих устройств, свойства которых не зависят от скорости нагружения (скорость нагружения является основной причиной нагревания образца за счет вязкости и трения). Зависимость «сила-перемещение» сейсмоизолирующего устройства считается независимой от скорости нагружения, если различие каждой из двух величин F_0 и K_p , определяющих петлю гистерезиса менее 15% (см. Рисунок 6.4) после испытания в течении трех полных циклов при расчетном смещении и значений частоты от 0,2 до 2 кратной обратной величины эффективного периода сейсмоизолирующей системы.

12.3.3 Определение характеристик сейсмоизолирующих устройств

12.3.3.1 Параметры зависимости «сила-перемещение»

12.3.3.1.1 [К.2.3.1(1)] Эффективная жесткость сейсмоизолирующего устройства (Рисунок 12.1) может быть вычислена для каждого цикла нагружения по следующей формуле:

$$K_{eff} = \frac{F_p - F_n}{d_p - d_n}, \quad (12.3)$$

где d_p и d_n максимальное положительное и максимально отрицательное перемещения в испытаниях ,

F_p и F_n максимальные положительные и максимальные отрицательные силы, для элементов с гистерезисным и фрикционным режимом поведения, или положительные и отрицательные силы, соответствующие d_p и d_n , для вязкоупругих элементов.

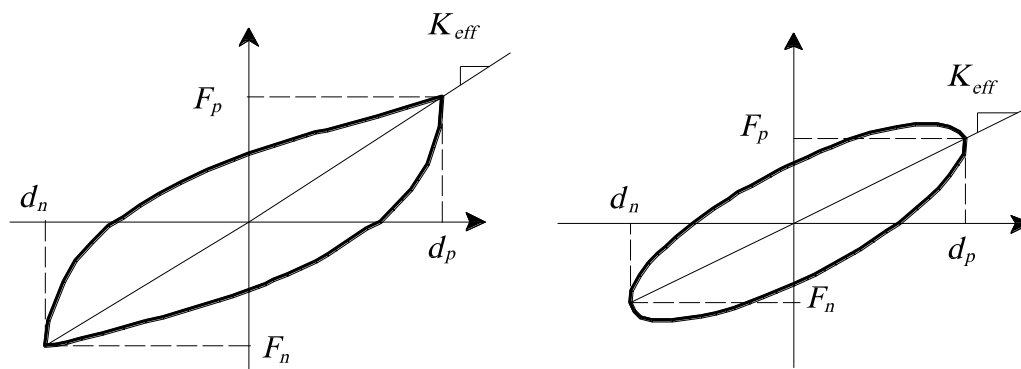


Рисунок 12.1 — Графики зависимости сила-перемещение опытные (слева: гистерезисное или фрикционное поведение; справа: вязкое поведение)

12.3.3.2 Характеристики демпфирования

12.3.3.2.1 [К.2.3.2 (1)] Энергия, рассеиваемая за один цикл E_{Di} сейсмоизолирующего устройства i , определяется за каждый цикл нагружения как площадь соответствующей петли гистерезиса при пяти полностью обратимых циклов при полном расчетном перемещении испытания типа T_3 (см.12.3.2.).

12.3.3.3 Адекватность системы

12.3.3.3.1 [К.2.3.3 (1)] Поведение опытных образцов следует рассматривать, как адекватное, если выполняются следующие требования:

R_1 - за исключением гидравлических вязких демпферов графики «сила-перемещение» во всех испытаниях, указанных в 12.3.2, должны иметь положительные приращения.

R_2 - при проведении испытаний в соответствии с процедурой T_1 (см.12.3.2.), максимальная измеренная сила не должна превышать расчетную величину более, чем на 5%.

R_3 - в проведении испытаний в соответствии с процедурами T_2 и T_5 (см.12.3.2.), максимальное измеренное перемещение не должно быть меньше 90% измеренной величины.

R_4 - при проведении испытаний в соответствии с процедурой T_3 (см.12.3.2.), максимальная и минимальная величины эффективной жесткости K_{effi} сейсмоизолирующего устройства i (и соответствующие графики «сила-перемещение»), а также энергия, рассеиваемая за один цикл E_{Di} , определяются как максимум и минимум соответственно, средней величины каждой из четырех пар последовательных циклов

испытания. Эти номинальные характеристики должны находиться в диапазоне номинальных величин, принятых в проекте.

R_5 - при испытании в соответствии с процедурой T_4 (см.12.3.2.), отношение минимальной и максимальной эффективной жесткости, измеренной в каждом из 15 циклов должно быть не менее, чем 0,7.

R_6 - при испытании в соответствии с процедурой T_4 (см.12.3.2.), отношение $\min E_D / \max E_D$ для каждого из 15 циклов должно быть не менее 0,7.

R_7 - все элементы, несущие вертикальную нагрузку должны сохранять устойчивость (при возрастании жесткости) при испытаниях в соответствии с процедурой T_6 (см.12.3.2.).

R_8 - после завершения испытаний все опытные образцы подлежат осмотру для выявления значительных повреждений, которые могут быть причиной для отбраковки, например:

- отсутствие сцепления между резиной и сталью,
- нарушение соединения слоёв,
- трещины на поверхности резины шире или глубже 70% толщины резинового покрытия,
- отслаивания материала на величину более 5% площади сцепления,
- отсутствие сцепления PTFE с металлом на более чем 5% площади сцепления,
- наличие царапин на пластинах из нержавеющей стали, глубина и ширина которых превышает 0,5 мм на длине 20 мм,
- постоянная деформация,
- протечки.

12.4 Испытания на износ и температурные воздействия

12.4.1 Испытания на износ и усталость

12.4.1.1 [К.3.1(1)] Эти испытания должны определять влияние на свойства изоляторов накапливаемого суммарного перемещения от действия температурных и транспортных нагрузок в течение срока службы, по крайней мере, в течение 30 лет.

12.4.1.2 [К.3.1(2)] Для мостов нормальной длины (до 200 м) и, если другая величина не будет подтверждена расчетом, минимальное суммарное перемещение можно принять равным за 2000 м.

12.4.2 Испытания при низкой температуре

12.4.2.1 [К.3.2(1)] Если сейсмоизолирующие устройства предназначены для использования в районах с низкими температурами, где минимальная температура сейсмоизолирующего устройства при сейсмическом проектировании $T_{\min,b} < 0^\circ\text{C}$ (см. 11.1.2), то испытание должно выполняться при этой температуре и состоять из пяти полных циклов при расчетном перемещении, выполняя все остальные условия, указанные

в испытании T_3 в 12.3.2. Образец должен выдерживаться ниже точки замерзания, по крайней мере, в течение, двух дней до испытания. Результаты испытания следует оценивать в соответствии с R_4 из 12.3.3.3.

12.4.2.1 [К.3.2(2)] При испытаниях на износ, в соответствии с 12.4.1, более 10% задаваемых перемещений следует выполнять при температуре $T_{\min,b}$.

13 ОЦЕНКА МАКСИМАЛЬНЫХ СМЕЩЕНИЙ СМЕЖНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ СЕЙСМОИЗОЛИРОВАННЫХ МОСТОВ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

13.1 Вводные замечания

13.1.1 Пролётные строения сейсмоизолированных мостов при землетрясениях могут получить большие перемещения. Перемещения смежных пролётных строений могут привести к соударению и к сбросу пролётных строений с опор.

13.1.2 Один из подходов для предотвращения сбросов пролетных строений заключается в определении и обеспечении достаточного размера зоны опирания на опорах моста.

13.1.3 Основным параметром для определения этой зоны опирания является максимальное относительное перемещение между двумя смежными пролетными строениями. Если зона опирания будет больше максимальных относительных перемещений, возникающих при сильных возмущениях, пролетное строение не будет сброшено с опоры.

13.1.4 Основным параметром для определения ударного взаимодействия смежных пролётных строений при землетрясениях являются относительные скорости смежных пролётных строений.

13.1.5 При определении этих параметров: максимальных относительных перемещений и максимальных относительных скоростей смежных пролётных строений используются модели жёстких пролётных строений и системы с одной степенью свободы.

13.1.6 При одинаковом сейсмическом воздействии на опоры мостов пролётные строения могут совершать колебания с разными параметрами и двигаться в противофазах, так их собственные частоты могут отличаться и, следовательно, будет отличаться и реакция на одинаковые сейсмические воздействия.

13.2 Относительные спектры максимальных перемещений пролетных строений мостов

13.2.1 Для оценки относительных перемещений двух соседних пролётных строений рассматриваются модели, представленные на Рисунке 13.1 Два соседних пролётных строения моста рассматриваются как две системы с одной степенью свободы. К основанию каждой системы прикладывается одинаковое кинематическое воздействие в

виде ускорения поверхности грунта \ddot{u}_g . Пространственной изменчивостью колебаний грунта вдоль продольной оси моста пренебрегается.

13.2.2 Обозначим периоды собственных колебаний систем 1 и 2 равны соответственно T_1 и T_2 , массы пролётных строений m_1 и m_2 , относительные коэффициенты демпфирования ζ_1 и ζ_2 . У большинства стандартных железобетонных мостов коэффициенты демпфирования приблизительно равны 0,05. Примем: $\zeta_1 = \zeta_2 = 0,05$.

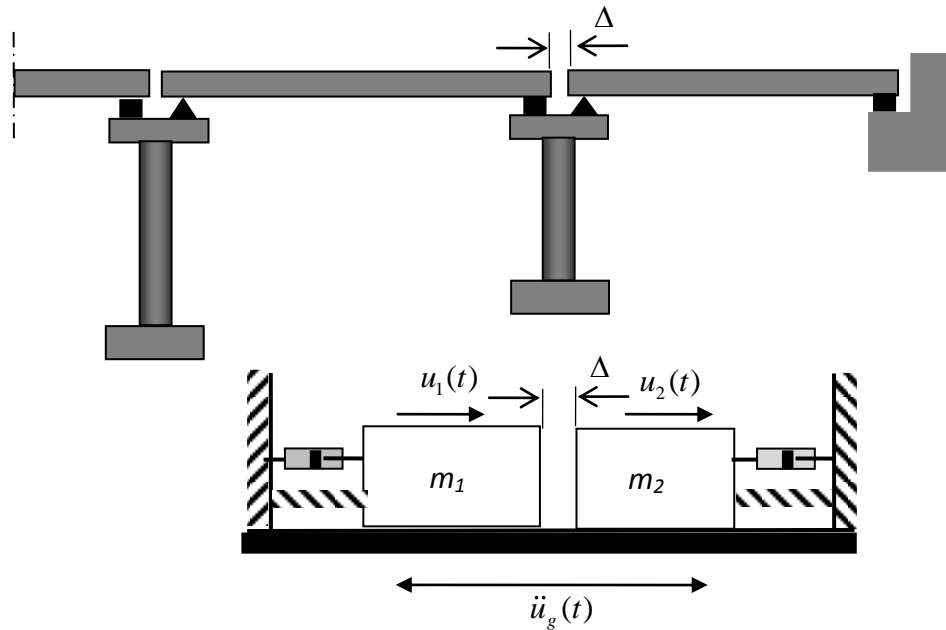


Рисунок 13.1 - Расчётная схема для оценки величины зазора между смежными пролётными строениями при землетрясении

13.2.3 Введём обозначения:

- отношение масс пролётных строений $r_m = \frac{m_2}{m_1}$;
- отношение первоначального зазора к зазору при землетрясении (этот параметр называется коэффициентом отношения зазоров):

$$r_G = \frac{\Delta}{\max \{u_2(t) - u_1(t)\}},$$

13.2.4 Если коэффициент отношения зазоров больше 1.0, соударение пролетных строений не произойдет. Если коэффициент отношения зазоров меньше или равен 1.0, то будет иметь место соударение смежных пролетных строений.

13.2.5 Рассмотрим случаи, когда коэффициент зазора превышает единицу, т.е. случаи без соударения пролетных строений.

13.2.6 Обозначим максимальные относительные перемещения пролётных строений при колебаниях грунта выражением $\max \{u_2(t) - u_1(t)\}$. Двумерный график максимальных

относительных перемещений в зависимости от параметров T_1 и T_2 называется *спектром максимальных относительных перемещений* $\Delta S_D(T_1, T_2)$ (Рисунок 13.2).

13.2.7 Для построения спектров перемещений можно использовать существующие стандартные комплексы, или разработать собственный.

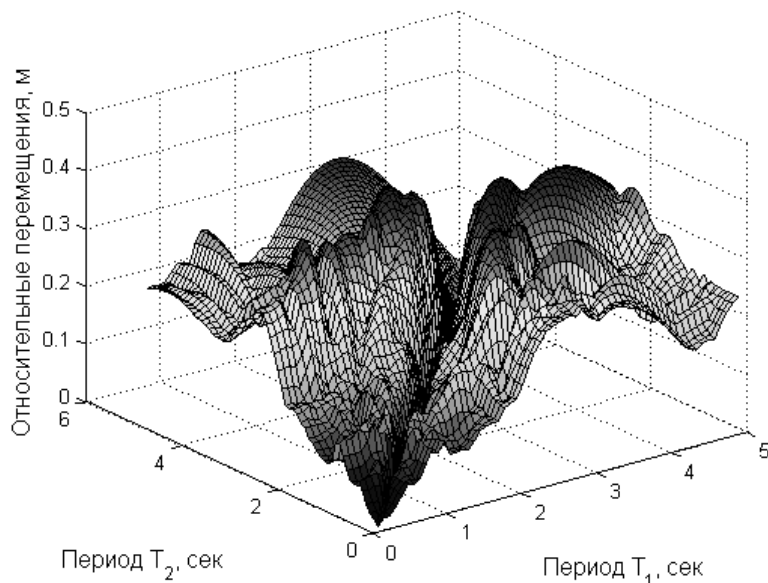


Рисунок 13.2 – Спектр максимальных относительных перемещений от воздействия землетрясения El Centro при $\zeta_1 = \zeta_2 = 0,05$, $r_G = 1$

13.2.8 Важным параметром, характеризующим относительные смещения пролётных строений, является коэффициент относительных перемещений, который определяется по

формуле:
$$r_D = \frac{\Delta S_D(T_1, T_2)}{S_D(T_1)}$$

13.2.9 Относительные перемещения двух пролётных строений равны нулю при равенстве периодов $T_1 = T_2$. При увеличении разницы между периодами собственных колебаний $\Delta T = T_2 - T_1$ относительные перемещения увеличиваются. Функции, описывающие относительные перемещения при равных коэффициентах относительных смещений двух систем симметричны относительно линии $T_1 = T_2$ (Рисунок 13.2).

13.2.10 График коэффициента относительных перемещений r_D представлен в Приложении Д.

13.3 Заключение

13.3.1 Спектры относительных максимальных перемещений соседних пролётных строений необходимы при расчёте сейсмоизоляции мостов, так как перемещения пролётных строений сейсмоизолированных мостов могут достигать больших величин и это необходимо учитывать при выборе сейсмоизолирующих устройств.

13.3.2 Для оценки ударного взаимодействия смежных пролётных строений удобным аппаратом исследования являются спектры максимальных относительных скоростей.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

(информационное)

РЕАКЦИЯ СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПРИ
ИСПОЛЬЗОВАНИИ СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИХ УСТРОЙСТВ

А.1 Эффективность сейсмоизоляции при увеличении периода колебаний моста

А.1.1 Один из основных эффектов сейсмоизоляции заключается в увеличении периода собственных колебаний моста, вследствие чего уменьшается воздействие землетрясений на сооружение. С энергетической точки зрения сейсмоизоляция смещает собственные частоты моста из зоны наиболее существенных компонент сейсмических воздействий, и тем самым, уменьшает количество энергии, передающейся в конструкцию.

А.1.2 Сейсмоизолирующие устройства частично «отражают» сейсмическую энергию, которая должна была поступить в сооружение, и частично рассеивают её. Разницу в реакциях на сейсмические воздействия обычной и сейсмоизолированной конструкции удобно показать на типичных спектрах максимальных ускорений [9].

А.1.3 На Рисунке А.1 представлены типичные спектры максимальных ускорений с различными коэффициентами демпфирования: $\xi_3 \geq \xi_2 \geq \xi_1$.

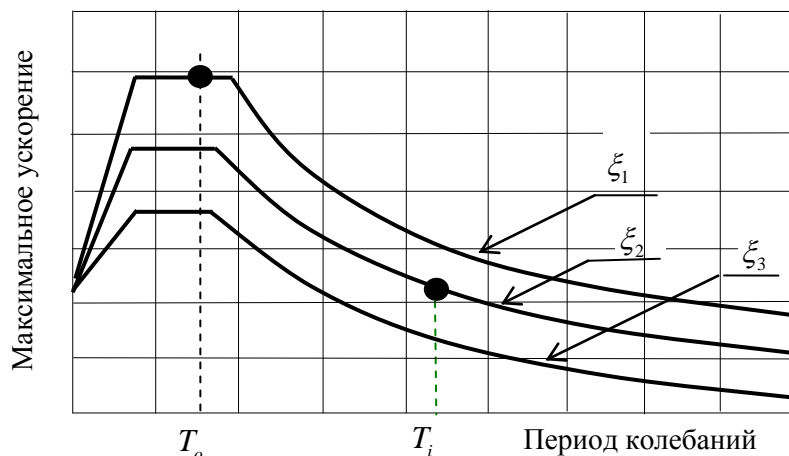


Рисунок А.1 - Спектры максимальных ускорений в зависимости от периода собственных колебаний

А.1.4 Как следует из графиков, увеличение периода колебаний при использовании сейсмоизолирующих устройств приводит к уменьшению максимальных ускорений.

T_0 - период собственных колебаний системы без сейсмоизоляции,

T_i - период собственных колебаний системы с сейсмоизоляцией.

А.1.5 Кроме того, уменьшение максимальных ускорений происходит за счёт увеличения демпфирования. Спектральная кривая, с большим коэффициентом демпфирования $\xi_2 \geq \xi_1$, расположена ниже спектральной кривой, с меньшим коэффициентом демпфирования.

А.1.6 Анализ спектров максимальных ускорений показывает, что, изменяя период колебаний и величину демпфирования конструкции моста, можно существенно уменьшить реакцию на сейсмическое воздействие.

А.1.7 Замена обычных опорных частей сейсмоизолирующими опорными частями позволяет увеличить период колебаний от типичного для мостов значения, равного 1 сек и менее, до 3 сек и более. Это приведёт к уменьшению силового сейсмического воздействия в 3÷5 раз.

А.2 Влияние параметров сейсмоизоляции на реакцию сооружений на сейсмическое воздействие

А.2.1 Для оценки влияния параметров сейсмоизоляции на реакцию стального моста на землетрясение будем полагать, что для строительной площадки задана зависимость спектра максимальных ускорений от максимальных перемещений. Для оценки параметров сейсмоизоляции на предварительном этапе можно представить конструкцию в виде системы с одной степенью свободы.

А.2.2 Спектры реакций представим в виде зависимостей максимальных ускорений от максимальных перемещений. Спектры максимальных ускорений для систем с разными коэффициентами демпфирования имеют вид, представленный на Рисунке А.2. На графике представлены спектры с разными коэффициентами демпфирования для того, чтобы оценить влияние добавленного демпфирования.

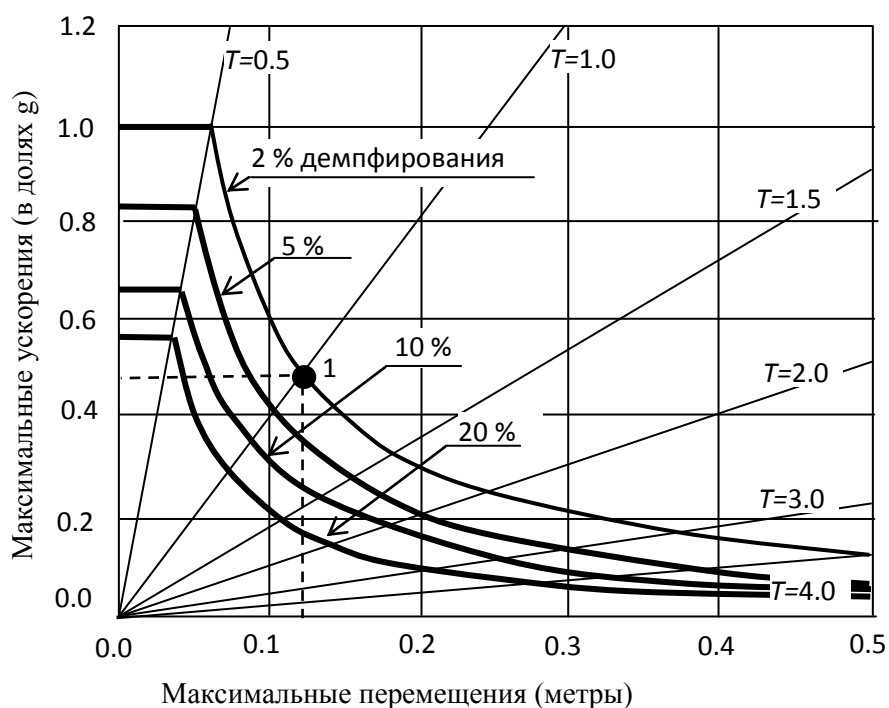


Рисунок А.2 - Спектры максимальных ускорений при различных коэффициентах демпфирования для данной строительной площадки

ПРИМЕР 1 Спектры ускорений в зависимости от перемещений (представлены на Рисунке А.2).

Сооружение: Стальной мост с периодом собственных колебаний 1 сек.

Относительный коэффициент демпфирования 2%.

Согласно графика, максимальные перемещения составляют 0.12м, а максимальные ускорения $0.48g$ - точка 1 на графике.

Допустим, что при постановке пролётного строения на сейсмоизоляторы период колебаний увеличился в три раза, при этом демпфирующие свойства конструкции не изменятся. В этом случае максимальное ускорение и максимальное перемещение определяется точкой 2 на графике (Рисунок А.3) Максимальные перемещения возрастут до 0.37м, а ускорения - уменьшаться до 0.18 м/с^2 .

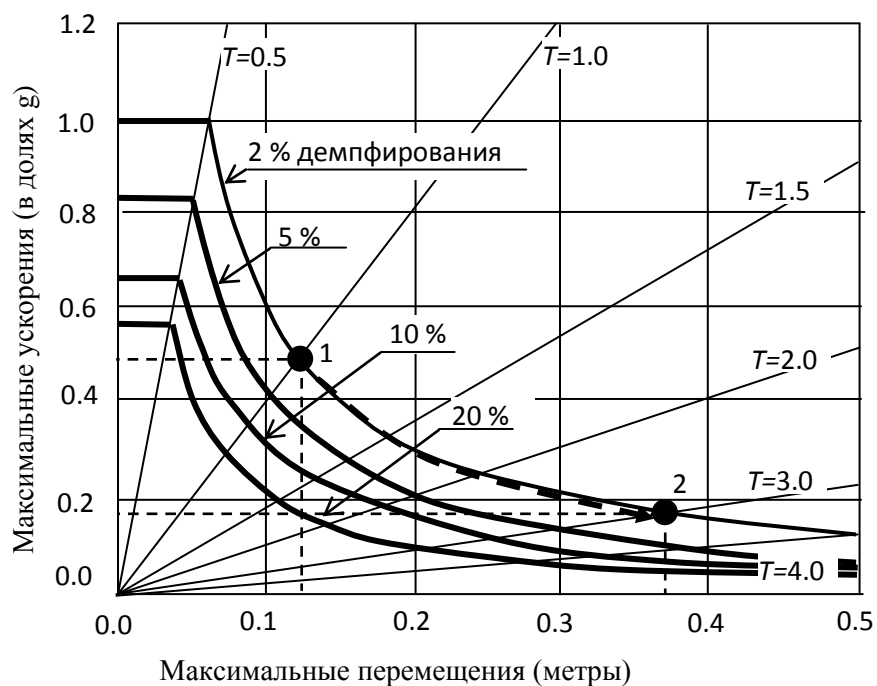


Рисунок А.3 – Спектры максимальных ускорений в зависимости от максимальных перемещений

Влияние увеличения демпфирования на реакцию сооружения можно оценить, анализируя графики спектров на Рисунке А.4:

– Добавление демпфирующих устройств уменьшает ускорение и перемещения. В рассматриваемом примере увеличение демпфирования в 10 раз уменьшает ускорение более, чем в два раза и незначительно уменьшает перемещение;

– Эффективность сейсмоизолирующих устройств на стадии их выбора и проектирования удобно оценивать, используя кривые максимальных спектральных ускорений в зависимости от максимальных перемещений и коэффициента демпфирования.

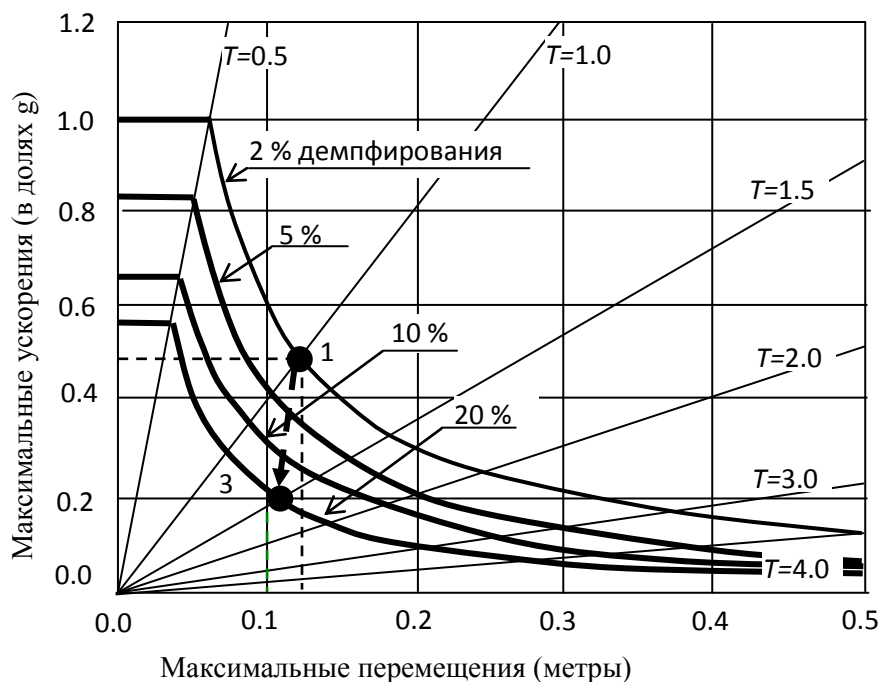


Рисунок А.4 - Спектры максимальных ускорений в зависимости от максимальных перемещений

ПРИМЕР 2 Сейсмоизолирующие устройства изменяют и период колебаний и демпфирование.

В качестве исходных данных будем использовать спектральные кривые максимальных ускорений в зависимости от максимальных перемещений, построенные для данной строительной площадки.

Совокупность таких кривых с различными коэффициентами демпфирования 2%, 5%, 10% и 20% представлена на Рисунке А.4.

Сооружение: Стальной мост с периодом собственных колебаний 1 сек.

Относительный коэффициент демпфирования 2% от критического.

Максимальное ускорение и максимальное перемещение при землетрясении определяется точкой 1 на графике (Рисунок А.4). Максимальное ускорение a_{\max} при сейсмическом воздействии достигнет приблизительно 0,5g, перемещение — 0,12м. Инерционная сила будет равна произведению ma_{\max} .

Постоянным периодам на этих графиках соответствуют радиальные прямые линии, выходящие из начала координат. Методика построения спектральных кривых по акселерограммам возможных землетрясений представлена в работе [4].

Если при использовании сейсмоизолирующего устройства увеличить период колебаний до 3 сек., для чего необходимо уменьшить жёсткость системы, тогда максимальное ускорение и максимальное перемещение при землетрясении определяется точкой 2 на графике (Рисунок А.5).

При этом максимальные ускорения уменьшатся (не достигнут и 0,2g), но существенно возрастут перемещения. Следует отметить, что перемещения будут происходить за счёт деформации сейсмоизолирующих устройств, а не за счёт элементов сооружений.

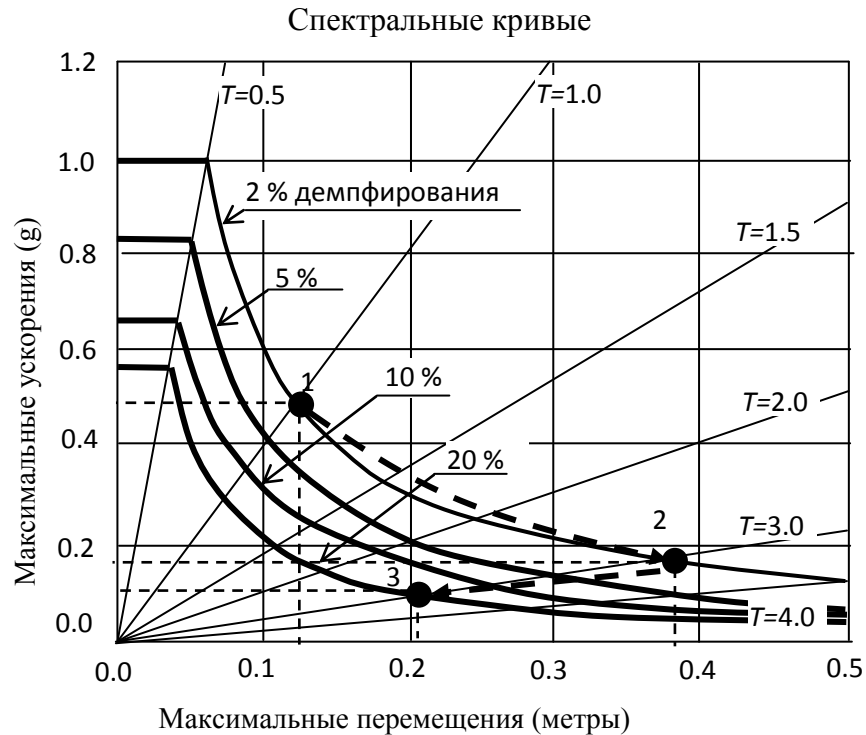


Рисунок А.5 - Спектры максимальных ускорений в зависимости от максимальных перемещений

Перемещения можно уменьшить, если включить дополнительные демпфирующие устройства. Если к этой системе с данным сейсмоизолятором добавить дополнительный демпфер, который увеличит коэффициент демпфирования с 2% до 20%, то максимальное ускорение и максимальное перемещение при землетрясении будет определяться на графике точкой 3 (Рисунок А.5). И перемещение и ускорение, а следовательно и сила будут уменьшаться.

Для оценки и определения необходимых параметров сейсмоизолирующей системы на первом этапе можно использовать графики функций $a_{\max}(d_{\max}, \xi)$:

- Увеличение периода колебаний без изменения демпфирования будет соответствовать «движению» по спектральным кривым в направлении увеличения максимальных амплитуд и снижения максимальных ускорений. (В рассмотренном примере - от точки 1 к точке 2);

- При малых коэффициентах демпфирования при увеличении демпфирования «движение» происходит по направлению линий постоянного периода, т.е. по радиальной линии к началу координат. (В рассмотренном примере - от точки 2 к точке 3);

- Абсцисса и ордината последней точки 3 будут соответствовать максимальному перемещению и максимальному ускорению сейсмоизолированной системы при расчетном землетрясении.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

(информационное)

Б.1 Спектры Фурье ускорений колебаний грунта

Б.1.1 Спектры Фурье акселерограмм ускорений колебаний грунта являются более информативными по сравнению с акселерограммами. Краткое изложение теории спектров Фурье и примеры амплитудных спектров акселерограмм реальных землетрясений представлены в данном Приложении

Б.1.2 Использование амплитудных спектров Фурье даёт возможность проектировщикам на предварительном этапе проектирования сооружений оценивать в каких диапазонах частот сосредоточена энергия сейсмических воздействий при горизонтальных и вертикальных колебаниях.

Б.1.3 Кроме параметров максимальных кинематических характеристик колебаний грунта, рассмотренных в подразделе 4.1 настоящего пособия, другой важной характеристикой движения грунта является амплитудный спектр Фурье. Информацию, которая определяется по спектрам Фурье, невозможно оценить по виду акселерограмм.

Б.1.4 Амплитудный спектр определяется преобразованием Фурье:

$$\tilde{u}_g(\omega) = F[\ddot{u}_g(t)] = \int_0^{t_{\text{кон}}} \ddot{u}_g(t) e^{i\omega t} dt, \quad (\text{Б.1})$$

которое позволяет представить ускорение колебаний грунта в $\ddot{u}_g(t)$ виде бесконечной суммы всего спектра $\tilde{u}_g(\omega) e^{-i\omega t} d\omega$ гармоник:

$$\ddot{u}_g(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \tilde{u}_g(\omega) e^{-i\omega t} d\omega, \quad (\text{Б.2})$$

где $\tilde{u}_g(\omega)$ - комплексная функция, модуль $|\tilde{u}_g(\omega)|$ которой определяет энергию колебаний, переносимую этой гармоникой, а отношение мнимой части к действительной определяет фазу гармоники: $\varphi = \arctg \frac{\text{Im}(\tilde{u}_g(\omega))}{\text{Re}(\tilde{u}_g(\omega))}$.

Б.1.5 При сейсмических воздействиях в спектрах колебаний грунта не содержатся гармоники с частотами, превышающими 25-30 Гц, поэтому в интеграле (Б.2) ограничиваются этими частотами. При техногенных воздействиях спектр колебаний может быть шире и содержать гармоники с более высокими частотами. Например, вибрации, распространяющиеся при движении поездов метро и железнодорожных поездов, содержат гармоники до 100 Гц.

Б.1.6 В качестве примеров приведём представленные на Рисунках Б.1÷Б.4 горизонтальные и вертикальные акселерограммы и амплитудные спектры Фурье землетрясения Loma Prieta (Рисунок Б.5, Б.6).

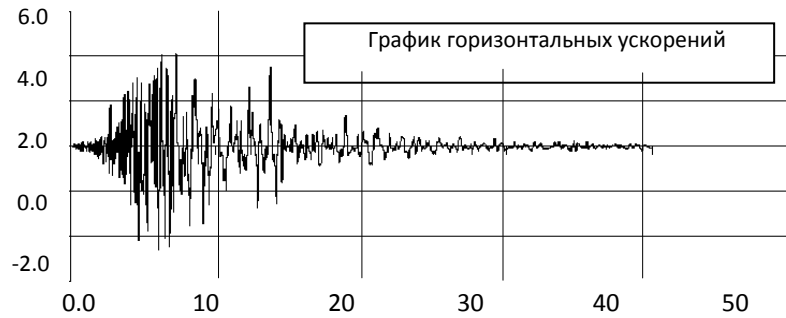


Рисунок Б.1 – Акселерограмма горизонтальных колебаний

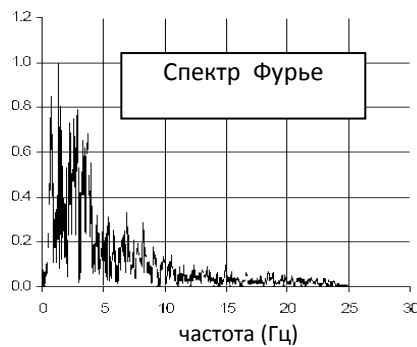


Рисунок Б.2 – Модуль преобразования Фурье (в масштабе 1:100)

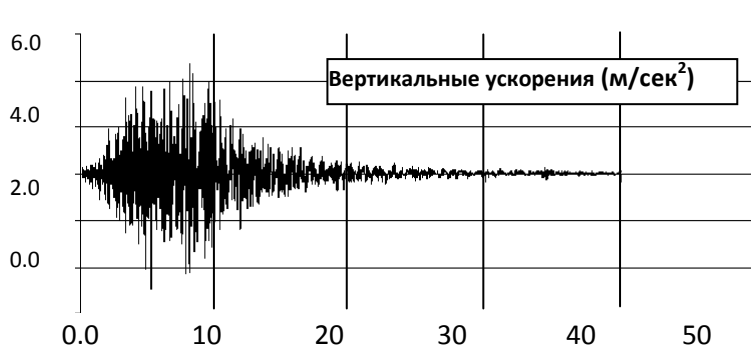


Рисунок Б.3 – Акселерограмма вертикальных колебаний

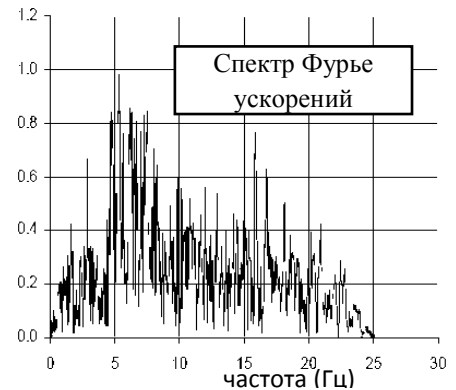


Рисунок Б.4 – Модуль Преобразования Фурье (в масштабе 1:100)

Б.1.7 Из анализа спектров Фурье следует, что составы спектров вертикальных и горизонтальных колебаний существенно отличаются. Спектр вертикальных колебаний содержит более высокие гармоники. Такая закономерность проявляется в большинстве случаев.

Б.2 Спектры Фурье скоростей и перемещений

Б.2.1 Интегральное преобразование Фурье обладает замечательным свойством: дифференцированию функций во временной области соответствует умножение на множитель $(-i\omega)$ в частотной области. Другими словами, если функция $\tilde{y}(\omega)$ является

изображением Фурье функции $u(t)$, то изображение её производной определяется выражением: $\tilde{u}'(\omega) = (-i\omega)\tilde{u}(\omega)$. Между изображениями Фурье ускорения, скорости и перемещения, учитывая это свойство, можно записать следующее соотношение:

$$\tilde{u}''_g(\omega) = (-i\omega)\tilde{u}'(\omega) = (-i\omega)^2\tilde{u}(\omega) \quad (\text{Б.3})$$

Б.2.2 Ниже представлены графики ускорений, скоростей и перемещений горизонтальных колебаний грунта при землетрясении Loma Prieta и соответствующие им спектры Фурье.

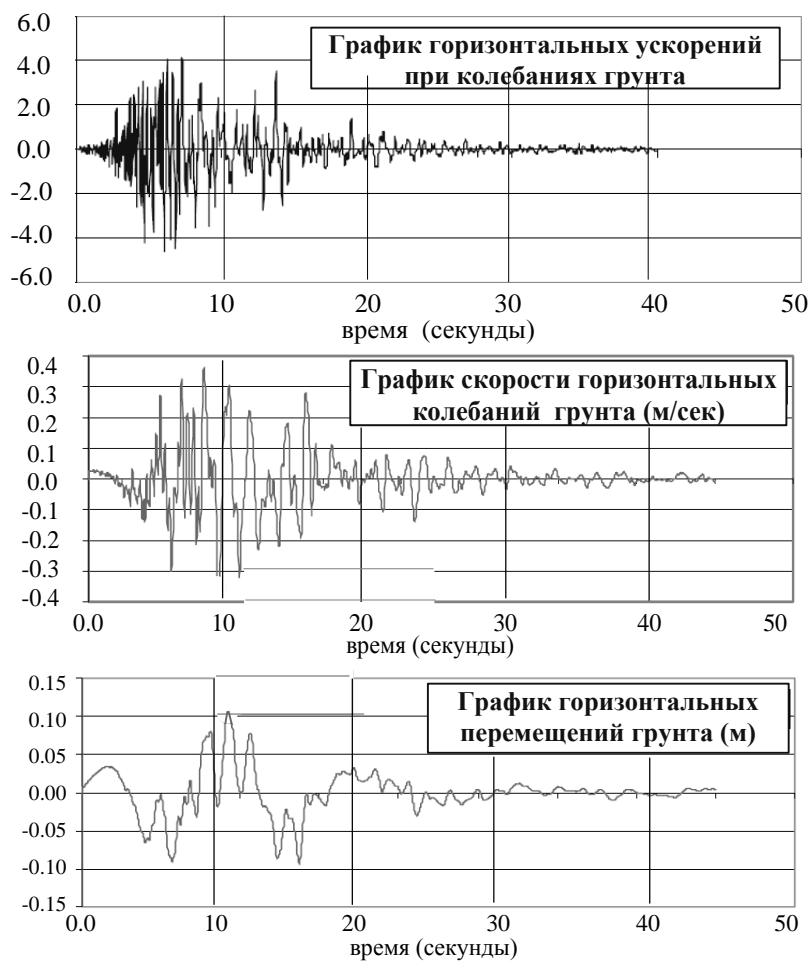


Рисунок Б.5 – Функции ускорений, скоростей

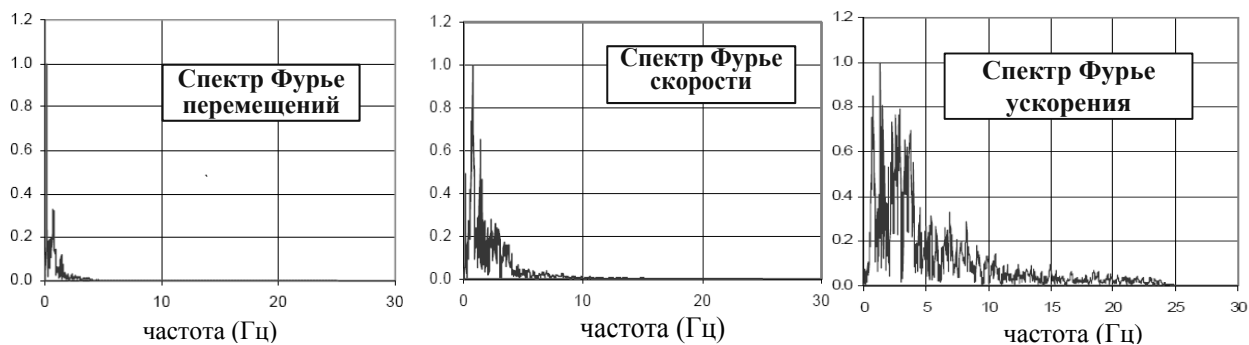


Рисунок Б.6 – Спектры Фурье перемещений при землетрясении Loma Prieta

Б.2.3 Используя выражение (Б.3) между амплитудными спектрами Фурье можно записать соотношения:

$$\left| \frac{\ddot{u}(\omega)}{\omega^2} \right| = \left| \frac{\dot{u}(\omega)}{\omega} \right| = |\tilde{u}(\omega)| \quad (\text{Б.4})$$

Б.2.4 Из выражения (Б.3) следует, что амплитуды спектров Фурье функций скоростей и особенно, спектров перемещений, по мере возрастания частот убывают быстрее, чем амплитуды спектров ускорений.

Б.2.5 Амплитудные спектры Фурье функций ускорений используются для определения функции спектральной плотности энергии, которая характеризует распределение энергии сейсмического воздействия по частотам.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

(информационное)

Примеры расчёта мостов без сейсмоизоляции спектральным методом с использованием основной формы колебаний

В.1 Определение типа грунтовых условий по скоростям распространения поперечных волн строительной площадки

Средние скорости распространения поперечных волн $v_{s,10}$ в поверхностной 10-метровой и $v_{s,30}$ в 30 – метровой грунтовой толщине определяются из выражений

$$v_{s,10} = \frac{10}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

где h_i и v_i - означают толщину, в м и скорость распространения поперечных волн, м/с (с уровнем деформаций сдвига 10^{-5} или меньше) для i -ой формации или слоя при общем количестве слоев N , присутствующих в верхней 10-метровой (30-метровой) грунтовой толще.

Дано:

- инженерно-геологический разрез площадки строительства (г. Алматы, южнее пр. Аль-Фараби, район Ремизовки), Рисунок В.1 а);
- количественные значения скоростей распространения поперечных волн в поверхностной толще грунтов – Таблица В.1 и Рисунок В.1 б).

Требуется:

- определить тип грунтовых условий площадки строительства по сейсмическим свойствам.

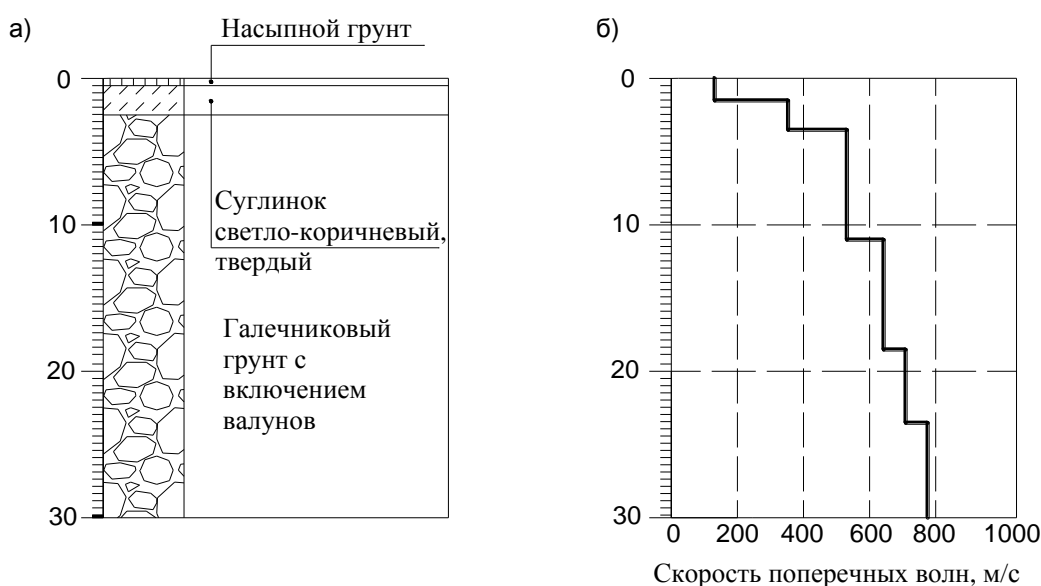


Рисунок В.1 – Инженерно-геологический разрез площадки строительства

**Таблица В.1 – Скорости распространения поперечных волн в
поверхностной толще**

Слой грунта	Глубина залегания подошвы слоя, м	Толщина слоя, м	Значения v_s , м/с
1	0,8	0,8	162
2	2,5	1,7	382
3	9,5	7,0	571
4	16,5	7,0	662
5	23,5	7,0	725
6	30,0	6,5	782

Расчет: средние скорости распространения поперечных волн $v_{s,10}$ и $v_{s,30}$ следует вычислять в соответствии с выражениями :

$$v_{s,10} = \frac{10}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} = \frac{10}{\frac{0,8}{162} + \frac{1,7}{382} + \frac{7,0}{571} + \frac{0,5}{662}} = 446,4 \text{ м/с},$$

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} = \frac{30}{\frac{0,8}{162} + \frac{1,7}{382} + \frac{7,0}{571} + \frac{3,6}{662} + \frac{7,0}{725} + \frac{6,5}{782}} = 674,6 \text{ м/с}.$$

Вывод: В соответствии с данными Таблицы 3.1 НТП РК 08-01.1-2012 тип грунтовых условий строительной площадки ИБ.

В.2 Определение расчётного ускорения

Дано:

- значение $a_{gR(475)}$, определенное по карте ОСЗІ-1₄₇₅, составляет 0,2g;
- значение $a_{gR(2475)}$, определенное по карте ОСЗІ-1₂₄₇₅, составляет 0,3g;
- значение коэффициента ответственности γ_I равно 1,0.

Требуется: определить значение расчетного ускорения a_g .

Расчет: определяем большее значение a_g из выражений:

$$\gamma_I \cdot a_{gR(475)} \quad \text{и} \quad \gamma_I \cdot \frac{2}{3} a_{gR(2475)},$$

$$\frac{2}{3} a_{gR(2475)} \cdot \gamma_I = \frac{2}{3} \times 0,3g \times 1,0 = 0,2g \quad a_{gR(475)} \cdot \gamma_I = 0,2g \times 1,0 = 0,2g.$$

Вывод: значение $a_g = 0,2g$.

В.3 Определение параметров спектров реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия

Дано:

- тип грунтовых условий площадки строительства – ИБ;

НТП РК 08-02.1-2013

- расчетное значение ускорения основания для горизонтальной компоненты сейсмического воздействия при типе грунтовых условий IA: $a_g = 0,267g$;
- коэффициент вязкого демпфирования $\xi = 5\%$; коэффициент коррекции по демпфированию $\eta = 1,0$.

Требуется: построить спектр реакций в ускорениях для горизонтальной компоненты сейсмического воздействия.

Для построения спектров горизонтальных реакций воспользуемся выражениями в 4.2.2.1 НТП РК 08-01.1-2012, принятого взамен формы, определяемой выражениями в 3.2.2.2(1)Р СН РК EN 1998-1:2004/2012.

$$\begin{aligned} 0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], \\ T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \\ T_C \leq T: \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \end{aligned}$$

где

$S_e(T)$ – спектр упругих реакций;

T – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы, с;

a_g – расчетное ускорение основания при грунтовых условиях типа IA (большее из значений $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR(475)}$ или $a_g = \gamma_1 \cdot 0,667 \cdot a_{gR(2475)}$);

T_B – минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, с;

T_C – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, с;

η – коэффициент коррекции по демпфированию с референтным значением $\eta = 1$ для коэффициента вязкого демпфирования $\xi = 5\%$;

S – коэффициент, характеризующий сейсмические свойства грунта (тип грунтовых условий площадки строительства).

Значения периодов T_B и T_C и коэффициент грунтовых условий S , описывающие форму спектра упругих реакций зависят от типа грунтовых условий.

Принятые значения параметров T_B , T_C и S приведены в Таблицах В.2 и В.3 и соответствуют данным, приведенным в Таблице 4.2 и 4.3 НТП РК 08-01.1-2012.

Таблица В.2 – Значения T_B и T_C

Тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам	T_B , с	T_C , с
IA	0,15	0,44
IB	0,15	0,44
II	0,25	0,64
III	0,375	0,96

Таблица В.3 – Значения коэффициента S

Тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам	Значения S в зависимости от величин a_g
IA	1,0
IB	$1,0 \leq (1,4 - a_g/g) \leq 1,2$
II	$1,1 \leq (1,8 - 2 \cdot a_g/g) \leq 1,6$
III	$1,2 \leq (2,8 - 5 \cdot a_g/g) \leq 2,4$

В соответствии с данными Таблицы В.2:

- минимальное значение периода T_B на постоянном участке графика спектральных ускорений составляет 0,15 с;
- максимальное значение периода T_C на постоянном участке графика спектральных ускорений составляет 0,44 с.

Значение коэффициента S , характеризующего сейсмические свойства грунта, определяем с помощью выражения, приведенного в Таблице В.3:

$$S = (1,4 - a_g/g) = (1,4 - 0,267) = 1,13.$$

Принимаем $S = 1,13$.

Используя найденные значения параметров a_g , T_B , T_C , η и S , определим ординат спектра реакций (в долях g) (Рисунок В.2). Ординаты спектра реакций в ускорениях приведены в Таблице В.4.

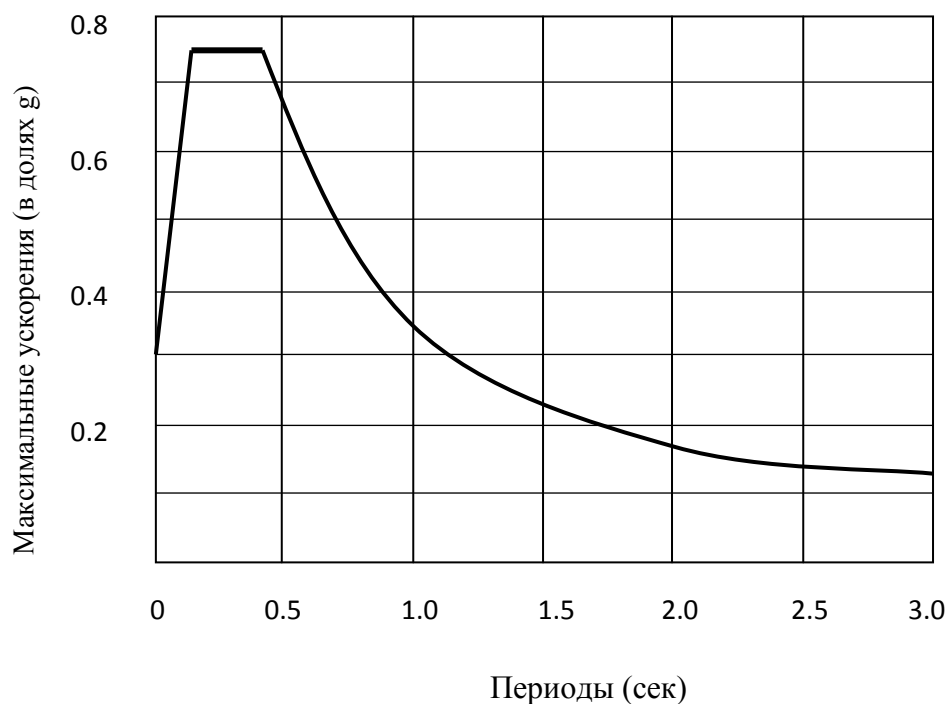


Рисунок В.2 – Вид упругого спектра реакций в ускорениях (тип грунтовых условий – IB; $a_g = 0,267g$ и $\xi = 5\%$)

при $0 \leq T \leq 0,15$ с: $S_e(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] = 0,267 \times 1,13 \left[1 + \frac{T}{0,15} (1 \times 2,5 - 1) \right] = 0,3(1 + 10T)$;

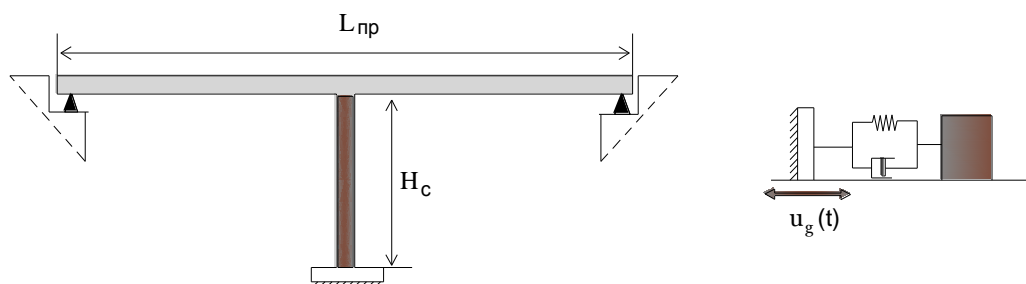
при $0,15 \leq T \leq 0,44$ с: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 = 0,267 \times 1,13 \times 1 \times 2,5 = 0,75$;

при $0,44 \leq T$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0,2 \times 1,2 \times 1 \times 2,5 \left[\frac{0,44}{T} \right] = \frac{0,332}{T}$.

Таблица В.4 – Значения спектра упругих реакций для горизонтальной компоненты сейсмического воздействия в характерных точках (тип грунтовых условий – ИБ; $a_g = 0,267g$ и $\xi = 5\%$)

T , (сек)	0	0,15	0,44	1,00	2,00	3,00
$S_e(T)$, в долях g	0,30	0,75	0,75	0,332	0,166	0,11

Конструкция моста показана на Рисунке В.3. Рассматриваются продольные колебания. Предполагается, что мост при землетрясении перемещается в продольном направлении. Общее сопротивление продольному перемещению оказывают опорные части на устоях, создающие силы трения, пропорциональные скорости, и центральная опора, реакция которой считается упругой.



В.3 – Расчётная схема моста

Пример 1

Исходные данные:

Момент инерции центральной опоры при изгибе $I_c = 0,0375 \text{ м}^4$,

Модуль упругости материала центральной опоры $E_c = 30000 \text{ МПа}$,

Высота центральной опоры $H_c = 14,0 \text{ м}$,

Длина пролётного строения $L_{пр} = 42,0 \text{ м}$,

Масса пролётного строения $m = 985688 \text{ кг}$,

Коэффициент демпфирования $\xi = 0.05$ (5%).

Кривая спектра реакций представлена на Рисунке В.2.

Решение.

Жёсткость эквивалентной пружины, определяемая изгибной жёсткостью опоры

$$k = \frac{12E_c I_c}{H^3} = \frac{12(30000 \times 10^6)(0.0375)}{14.0^3} = 4920 \cdot 10^3 \text{ Н / м}.$$

Собственная частота без учёта демпфирования

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{4920 \times 10^3}{985,688 \times 10^3}} = 2,23 \text{ рад / сек}$$

Частота в герцах

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{2,23}{6,28} = 0,355 \text{ Гц}$$

Период собственных колебаний

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{1}{0,355} = 2,82 \text{ сек}$$

Круговая частота колебаний с учётом демпфирования

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} = 2,23 \sqrt{1 - 0,05^2} = 2,227 \text{ рад / сек}$$

Период колебаний с учётом демпфирования

$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{6,28}{2,227} = 2,82 \text{ сек}$$

В соответствии со спектром реакций максимальное ускорение, с которым будет колебаться пролётное строение на опоре определяется выражением

$$\text{при } 0,44 \text{ с} \leq T_d = 2,82 \Rightarrow S_e(T) = \frac{0,332}{T_d} = \frac{0,332}{2,82} = 0,118$$

$$a_{\max} = S_e(T)g = 0,118 \times 9,81 = 1,16 \text{ м / сек}^2$$

Максимальная инерционная сила, действующая на пролётное строение

$$F = m \times S_e(T)g = (985,688 \times 10^3)(0,118)(9,81) = 1141,0 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Максимальное перемещение пролётного строения

$$d = \frac{FH^3}{12E_c I_c} = \frac{F}{k} = \frac{1141,0 \cdot 10^3}{4920 \cdot 10^3} = 0,232 \text{ м}$$

Максимальный изгибающий момент в сечении опоры

$$M = \frac{F \times H}{2} = \frac{1141,0 \cdot 10^3 \cdot 12}{2} = 6846,0 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

При воздействии расчётного землетрясения могут возникнуть большие перемещения пролётного строения, поэтому необходима установка удерживающих устройств.

Пример 2

Исходные данные.

Тип грунта и характеристики сейсмического воздействия принимаются такими же, как и в примере 1.

Кривая спектра реакций представлена на Рисунке В.2

Расчётные параметры моста

Момент инерции опоры при изгибе $I_c = 0,0707 \text{ м}^4$,

Масса пролётного строения 160000 кг ,

Модуль упругости материала опоры $E_c = 30000 \text{ МПа}$,

Высота опоры $H_c = 8,0 \text{ м}$

Длина пролётного строения $L_{\text{пр}} = 24,0 \text{ м}$

Коэффициент демпфирования $\xi = 0.05$ (5%)

Решение.

Жёсткость эквивалентной пружины, соответствующая жёсткости опоры при изгибе:

$$k = \frac{12E_c I_c}{H^3} = \frac{12(30000 \times 10^6)(0.0707)}{(8.0)^3} = 49711 \cdot 10^3 \text{ Н / м}$$

Собственная частота без учёта демпфирования

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{49711 \times 10^3}{160 \times 10^3}} = 17.6 \text{ рад / сек}$$

Частота в герцах

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{17,6}{6,28} = 2,80 \text{ Гц}$$

Период собственных колебаний

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{1}{2,80} = 0,357 \text{ сек}$$

Круговая частота колебаний с учётом демпфирования

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} = 17.6 \sqrt{1 - 0.05^2} = 17.57 \text{ рад / сек}$$

Период колебаний с учётом демпфирования

$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{6,28}{17,57} = 0,357 \text{ сек}$$

Период собственных колебаний находится в интервале $0,15 \leq T \leq 0,44$, поэтому

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 = 0,267 \times 1,13 \times 1 \times 2,5 = 0,754;$$

Максимальная инерционная сила, действующая на пролётное строение

$$F = m \times S_e(T)g = (160 \times 10^3)(0,754)(9,81) = 1183,5 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Максимальное перемещение пролётного строения

$$d = \frac{FH^3}{12E_c I_c} = \frac{F}{k} = \frac{1183,5 \times 10^3}{49711 \times 10^3} = 0,024 \text{ м}$$

Максимальный изгибающий момент в сечении опоры

$$M = \frac{F \times H}{2} = \frac{(1183,5 \cdot 10^3) \times 8}{2} = 4734 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Воздействие землетрясений на пролётное строение можно уменьшить, установив между опорой и пролётным строением резинометаллические опорные части.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

(информационное)

Примеры расчёта мостов без сейсмоизоляторов и с сейсмоизоляторами с использованием основной формы колебаний

Г.1 Общие сведения

Г.1.1 Конструкции мостов с сейсмоизоляцией рассматриваются в разделе 7 действующих норм СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

Основная цель сейсмоизоляции состоит в том, чтобы уменьшить реакцию мостового сооружения на горизонтальное сейсмическое воздействие. Уменьшение реакции мостового сооружения на сейсмическое воздействие может быть достигнуто следующими способами:

- увеличением периода основной формы колебаний пролетного строения, вследствие чего уменьшаются силовые воздействия, но при этом увеличиваются перемещения;
- увеличением демпфирования, которое уменьшает перемещения, и может уменьшить силы;
- сочетанием двух вышеупомянутых эффектов, что является более предпочтительным.

Г.1.2 Расчет сейсмоизолирующей системы выполняется с использованием метода основной формы колебаний.

Г.2 Расчетная схема моста

Г.2.1 К рассмотрению принят автомобильный мост с неразрезным железобетонным пролетным строением длиной 117м. Промежуточные опоры выполнены из сборно-монолитного железобетона, устои – массивные, из монолитного железобетона.

На Рисунке Г.1 показан общий вид автомобильного моста, а на Рисунке Г.2 приведено поперечное сечение промежуточной опоры.

Г.2.2 Неразрезное пролетное строение:

- класс бетона по прочности на сжатие С30/37;
- модуль упругости бетона $E_{cm}=33000$ МПа;
- масса пролетного строения $m=1936 \cdot 10^3$ кг;
- погонная нагрузка от массы пролетного строения $q=16,5 \cdot 10^3$ кг/м;
- балки пролетного строения на каждой опоре опираются на восемь опорных частей.

Г.2.3 Промежуточные опоры и устои:

- класс бетона по прочности на сжатие С30/37;
- модуль упругости бетона $E_{cm}=33000$ МПа;
- момент инерции поперечного сечения 5-ти стоек промежуточной опоры $I_{пр}=0,1$ м⁴;

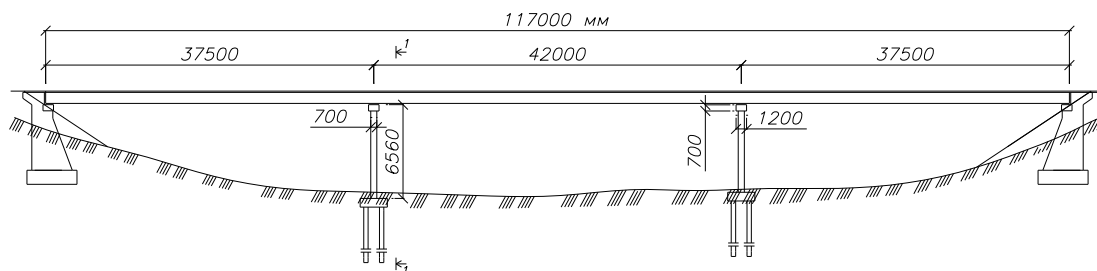


Рисунок Г.1 – Общий вид моста

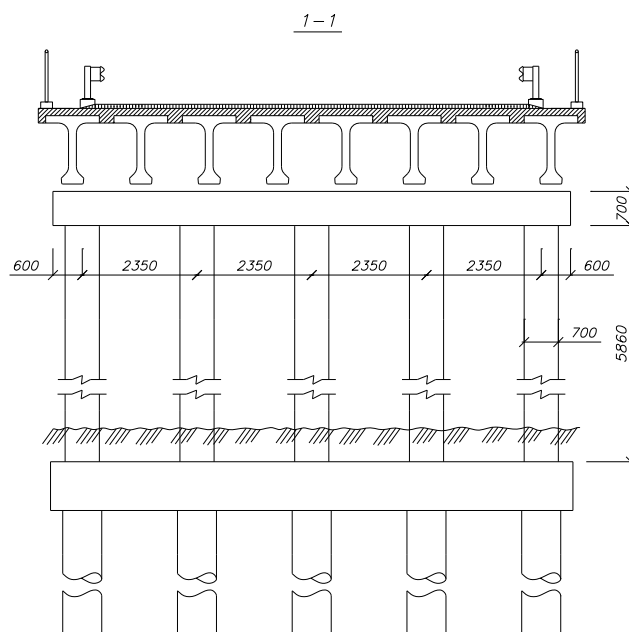


Рисунок Г.2 – Общий вид промежуточной опоры

Г.3 Исходное сейсмическое воздействие

Г.3.1 Для определения параметров спектра упругих реакций принимаются следующие исходные данные:

- тип грунтовых усилий площадки строительства составляет II;
- значение $a_{qR(475)}$, определено по карте ОСЗІ-І₄₇₅, составляет 0,4g;
- значение $a_{qR(2475)}$, определено по карте ОСЗІ-І₂₄₇₅, составляет 0,6g.

Определяется расчетное значение ускорения a_g , учитываемое при проверке требования по отсутствию разрушения.

В соответствии с 4.1.2 НТП РК-08-01.1-2012 в качестве расчетного значения ускорения a_g , учитываемого при проверке требований по отсутствию разрушения, следует принимать большее из двух значений, определяемых с помощью выражений (Г.1) и (Г.2):

$$\gamma_1 \times a_{gR(475)} \quad (\text{Г.1})$$

$$\gamma_1 \times \frac{2}{3} a_{gR(2475)} \quad (\text{Г.2})$$

Для мостов с классом ответственности II значение коэффициента ответственности принимается $\gamma_1 = 1,0$

Согласно выражению (Г.1):

$$\gamma_1 \times a_{gR(475)} = 1,0 \times 0,4g = 0,4g$$

Согласно выражению (Г.2):

$$\gamma_1 \times a_{gR(2475)} = 1,0 \times \frac{2}{3} \times 0,6g = 0,4g$$

Значение a_g принимается равным 0,4g.

Определяются значения ординат спектра упругих реакций при коэффициенте вязкого демпфирования $\xi=5\%$.

Г.3.2 Для определения значений ординат спектра упругих реакций $S_e(T)$, характеризующего горизонтальные компоненты сейсмического воздействия, воспользуемся Выражениями (4.3) – (4.5), приведенным в НТП РК-08-01.1-2012.

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right], \quad (Г.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5, \quad (Г.4)$$

$$T_C \leq T: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right], \quad (Г.5)$$

где

$S_e(T)$ – спектр упругих реакций;

T – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы, сек;

a_g – расчетное ускорение основания при грунтовых условиях типа II;

T_B – минимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений; в соответствии с данными Таблицы 4.2 НТП РК-08-01.1-2012 для рассматриваемых грунтовых условий $T_B=0,25$ с;

T_C – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений; в соответствии с данными Таблицы 4.2 НТП РК-08-01.1-2012 для рассматриваемых грунтовых условий $T_C=0,64$ с;

η – коэффициент коррекции по демпфированию с референтным значением $\eta = 1$ для коэффициента вязкого демпфирования $\xi = 5\%$;

S – коэффициент, характеризующий влияние сейсмических свойств грунта. Для II типа грунтовых условий площадки строительства согласно Таблицы 4.3 НТП РК-08-01.1-2012) значение S должно быть в пределах $1,1 \leq S = (1,8 - 2a_g / g) \leq 1,6$.

Г.3.3 В соответствии с 3.2.2.2(5)Р СН РК EN 1998-1:2004/2012, спектр упругих реакций в перемещениях $S_{De}(T)$ может быть получен путем прямого преобразования спектра упругих реакций в ускорениях $S_e(T)$ с помощью следующего выражения:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2.$$

Для рассматриваемых грунтовых условий II типа и значении расчетного ускорения равного $a_g = 0,4g$, коэффициент характеризующий влияние сейсмических свойств грунта принимается $S=1,1$.

НТП РК 08-02.1-2013

Подставив в выражения (Г.3) – (Г.5), предназначенные для определения ординат спектра упругих реакций (в долях g), значения a_g , T_B , T_C , η и S , получим:

при $0 \leq T \leq 0,25$ с:

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] = 0,4 \cdot 1,1 \cdot \left[1 + \frac{T}{0,25} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] = 0,44 \left[1 + \frac{T}{0,25} \cdot (2,5 \cdot \eta - 1) \right];$$

при $0,25 \leq T \leq 0,64$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 = 0,4 \cdot 1,1 \cdot \eta \cdot 2,5 = 1,1 \cdot \eta$;

при $0,64 \leq T$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] = 0,4 \cdot 1,1 \cdot 2,5 \cdot \eta \left[\frac{0,64}{T} \right] = \frac{0,704}{T} \eta$.

Г.3.4 Поправочный коэффициент η на уровень демпфирования определяется в соответствии с 4.2.2.3 НТП РК 08-01.1-2012 с помощью выражений:

при $T \leq 1,0$ с: $\eta = \rho$;

при $T \geq 1,0$ с: $\eta = \rho(1/T)^\lambda$.

Значения ρ и λ определяются следующим образом:

$$\rho = 1 + \frac{0,05 - 0,01\xi}{0,05 + 0,02\xi - 3(0,01\xi)^2},$$

$$\lambda = \frac{0,05 - 0,01\xi}{0,33 + 0,09\xi}.$$

где ξ – коэффициент вязкого демпфирования, выраженный в процентах.

Общий вид спектра упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмических воздействий показан на Рисунке В.3.

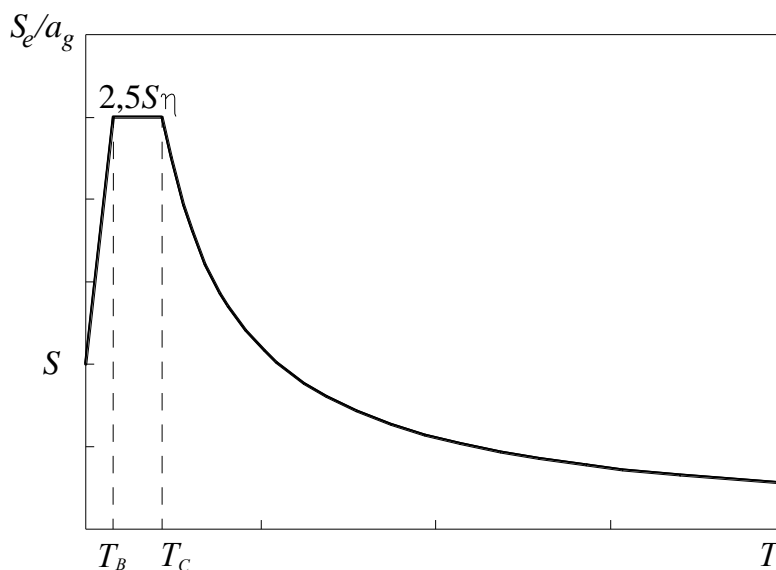


Рисунок Г.3 - Форма спектра упругих реакций для горизонтальных компонент сейсмических воздействий

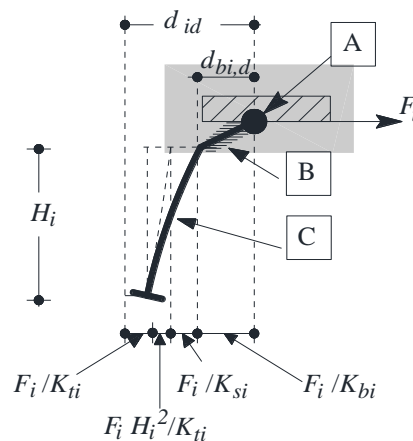
Г.3.5 При использовании модели с одной степенью свободы применяется модель жесткого пролётного строения в соответствии с 4.2.2.3 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

Жёсткая модель моста может применяться в том случае, если при сейсмическом воздействии деформации пролётного строения в горизонтальной плоскости имеют незначительную величину по сравнению с горизонтальными смещениями верхних частей мостовых опор. Это условие выполняется в продольном направлении приблизительно прямолинейных мостов с неразрезными пролётными строениями.

Рассматриваются варианты колебаний пролетного строения вдоль оси мостов: без сейсмоизоляторов и с сейсмоизоляторами.

В соответствии с 7.5.4(3) СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 для опоры высотой H_i с жесткостью при перемещении K_{si} (кН/м), опирающейся на основание с горизонтальной жесткостью K_{ti} (кН/м), жесткостью при повороте K_{fi} (кНм/рад) и изолятора i с жесткостью K_{bi} (кН/м), эффективная жесткость $K_{eff,i}$, (см. Рисунок Г.4), определяется выражением:

$$\frac{1}{K_{eff,i}} = \frac{1}{K_{bi}} + \frac{1}{K_{ti}} + \frac{1}{K_{si}} + \frac{H_i^2}{K_{fi}}$$



А — суперструктура (верхнее строение); В — изолятор i ;
С — сабструктура (промежуточная опора) i .

Рисунок Г.4 — Эффективная жесткость мостовой опоры и изолятора

Податливость изолятора и соответствующее ему относительное перемещение $d_{bi}=F_i/K_{bi}$ обычно намного превышает аналогичные параметры других компонентов перемещений суперструктуры (верхнего строения). По этой причине эффективное демпфирование системы зависит только от энергии, рассеиваемой изоляторами, ΣE_{Di} , а относительное перемещение изолятора практически равняется перемещению верхнего строения в данной точке ($d_{bi}/d_{id} = K_{eff,i}/K_{bi} \cong 1$).

В настоящем Приложении рассматриваются упрощенные расчетные схемы: горизонтальные смещения и повороты опор в основаниях не учитываются.

Г.4 Расчёт моста без сейсмоизоляторов

Г.4.1 К расчету принимается мост, имеющий следующие конструктивные особенности. Неразрезное пролетное строение на массивных устоях №1 и №4 опирается на резинометаллические опорные части со свинцовым сердечником. На промежуточных опорах №2 и №3 неразрезное пролетное строение опирается на неподвижные опорные части, обеспечивающие поворот опорных сечений балок и ограничивающие перемещения пролетного строения относительно верха опор.

На Рисунке Г.5 показана динамическая модель моста. Исходные данные по неразрезному пролетному строению и промежуточным опорам моста приведены подразделе Г.2.

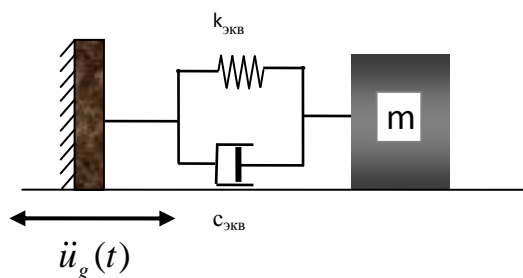


Рисунок Г.5 – Система с одной степенью свободы. Динамическая модель моста без сейсмоизоляторов

Г.4.2 Для несейсмоизолированного моста в качестве опорных частей на устоях устанавливаются опорные части (DIS). Типовые размеры этих опорных частей и значения их несущей способности представлены в Таблице 5.1 настоящего Пособия.

В соответствии с Таблицей 5.1 и необходимой несущей способностью, принимаются опорные части со следующими характеристиками:

- максимальная нагрузка на опорную часть 414 кН;
- размеры опорной части в плане $a=305$ мм, $b=305$ мм;
- площадь опорной части в плане 92903 мм²;
- толщина одного слоя резины 9,5 мм.

Исходя из опыта проектирования предварительно принимается восемь слоев резины. Таким образом общая толщина слоев резины будет составлять $h=9,5 \times 10^{-3} \times 8 = 76 \times 10^{-3}$ м.

Жёсткость опорной части при сдвиге определяется по формуле:

$$k_b = \frac{GA}{Sh} = \frac{10^3 \times 92903 \times 10^{-6}}{8.03 \times 76.0 \times 10^{-3}} = 152 \text{ кН / м},$$

где G- модуль сдвига резины (для мостовых опорных частей обычно используется резина с модулем сдвига $G=1$ МПа),

Коэффициент формы для прямоугольной в плане опорной части (a и b размеры слоёв резины в плане) определяется по формуле:

$$S = \frac{ab}{2h(a+b)} = \frac{305 \times 305}{2 \times 9.5(305 + 305)} = 8.03$$

Г.4.3 Жёсткость эквивалентных пружин определяется жёсткостью опорных частей на 1-ой опоре, изгибной жёсткостью 2-ой и 3-й опор и жёсткостью опорных частей на 4-ой опоре.

Жёсткость опорных частей 1-ой опоры

$$k_1 = 8k_b = 8 \cdot 152 = 1216 \text{ кН / м}$$

$\xi_1 = 0,20$ - относительный коэффициент демпфирования (определяется в основном пластическими свойствами свинцовых стержней).

Жёсткость эквивалентной пружины, определяемая изгибной жёсткостью 2-ой и 3-й опоры, определяется из расчетной схемы, представленной на Рисунке Г.6

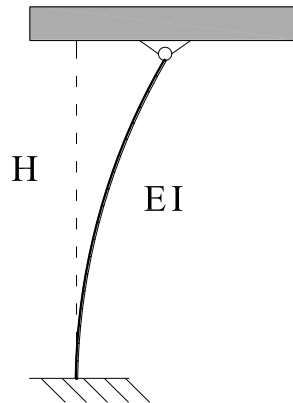


Рисунок Г.6 – Расчетная схема для определения жесткости пружины, соответствующей изгибной жесткости мостовой опоры без изолятора

$$k_2 = k_3 = \frac{3E_c I_c}{H_2^3} = \frac{3(33000 \times 10^3) \times 0.1}{5.86^3} = 49.20 \times 10^3 \text{ кН / м}$$

$\xi_2 = \xi_3 = 0.05$ - относительный коэффициент демпфирования (см. 7.2.5 настоящего Пособия).

Жёсткость опорных частей 4-ой опоры

$$k_4 = 8k_b = 8 \cdot 152 = 1216 \text{ кН / м}$$

$\xi_4 = 0.20$ - относительный коэффициент демпфирования

Произведем определение жёсткости эквивалентной пружины и характеристик эквивалентного демпфера

Жёсткость эквивалентной пружины, определяемая жёсткостью опорных частей на устоях №1 и №4:

$$K_{1,4} = k_1 + k_2 = 1216 + 1216 = 2432 \text{ кН / м}$$

Относительный коэффициент демпфирования равен $\xi_4 = 0.20$, так как все опорные части одинаковые.

Жёсткость эквивалентной пружины, определяемая жёсткостью при изгибе 2-ой и 3-й опоры:

$$K_{2,3} = k_2 + k_3 = 49.20 \times 10^3 + 49.20 \times 10^3 = 98.40 \times 10^3 \text{ кН / м}$$

Относительный коэффициент демпфирования равен $\xi_4 = 0.05$, так как опоры выполнены из одного материала.

Жёсткость эквивалентной пружины, определяемая жёсткостью при изгибе опор №2 и №3 и жёсткостью опорных частей на устоях №1 и №4.

$$K_{\text{экв}} = K_{1,4} + K_{2,3} = 2.432 \times 10^3 + 98.40 \times 10^3 = 100.83 \times 10^3 \text{ кН / м}$$

В.4.4 Для определения величины относительного демпфирования, учитывающего, что в работе принимают участие элементы, выполненные из двух разных материалов, воспользуемся следующей методикой.

Определяемый ниже относительный коэффициент демпфирования позволяет учитывать степень включения демпферов элементов, состоящих из разных материалов.

$$\begin{aligned} \xi_{\text{экв}} &= \sqrt{\frac{K_{1,4}}{K_{1,4} + K_{2,3}}} \xi_1 + \sqrt{\frac{K_{2,3}}{K_{1,4} + K_{2,3}}} \xi_2 = \sqrt{\frac{2.432 \times 10^3}{2.432 \times 10^3 + 98.40 \times 10^3}} \times 0.2 + \\ &+ \sqrt{\frac{98.40 \times 10^3}{2.432 \times 10^3 + 98.40 \times 10^3}} \times 0.05 = 0.08 \end{aligned}$$

Собственная частота колебаний без учёта демпфирования

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_{\text{экв}}}{m}} = \sqrt{\frac{100.83 \times 10^6}{1.936 \times 10^6}} = 7.2 \text{ рад / сек}$$

Частота в герцах

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = \frac{7.2}{6.28} = 1.15 \text{ Гц}$$

Период собственных колебаний

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{1}{1.15} = 0.87 \text{ сек}$$

Круговая частота колебаний с учётом демпфирования

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{(1 - \xi_{\text{экв}}^2)} = 7.2 \sqrt{(1 - 0.08^2)} = 7.18 \text{ рад / сек}$$

Период колебаний с учётом демпфирования

$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{6.28}{7.18} = 0.87 \text{ сек}$$

В соответствии со спектром реакций максимальное ускорение, с которым будет колебаться пролётное строение, определяется выражением

$$\text{при } 0.64 \leq T: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right].$$

Поправочный коэффициент η на уровень демпфирования определяется в соответствии с 4.2.2.3 НТП РК 08-01.1-2012 с помощью выражений:

$$\text{при } T \leq 1.0 \text{ с: } \eta = \rho;$$

$$\text{при } T \geq 1.0 \text{ с: } \eta = \rho(1/T)^\lambda.$$

Значения ρ и λ определяются следующим образом:

$$\rho = 1 + \frac{0.05 - 0.01 \xi_{\text{экв}}}{0.05 + 0.02 \xi_{\text{экв}} - 3 \times (0.01 \times \xi_{\text{экв}})^2} = 1 + \frac{0.05 - 0.01 \times 8}{0.05 + 0.02 \times 8 - 3 \times (0.01 \times 8)^2} = 0.84,$$

$$\lambda = \frac{0,05 - 0,01 \times \xi_{\text{экг}}}{0,33 + 0,09 \times \xi_{\text{экг}}} = \frac{0,05 - 0,01 \times 8}{0,33 + 0,09 \times 8} = -\frac{0,03}{1,05} = -0,028.$$

где $\xi_{\text{экг}}$ – коэффициент вязкого демпфирования, выраженный в процентах.

Так как период колебаний $T=0,87 \leq 1,0$ $\eta = 0,84$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0,4 \times 1,1 \times 0,84 \times 2,5 \times \left[\frac{0,64}{0,87} \right] = \frac{0,59}{0,87} = 0,68$$

Максимальное ускорение:

$$\text{при } T=0,87 \text{ сек} \quad a_{\text{max}} = S_e(T) \times g = 0,68 \times 9,81 = 6,67 \text{ м/сек}^2$$

Максимальная инерционная сила, действующая на пролётное строение

$$F = m \times S_e(T) g = (1,936 \times 10^6) \times 6,67 = 12913 \times 10^3 \text{ Н} = 12,91 \times 10^3 \text{ кН}$$

Максимальное перемещение пролётного строения при расчётном землетрясении

$$\Delta_{\text{max}} = \frac{F}{K_{\text{экг}}} = \frac{12,91 \times 10^6}{100,83 \times 10^6} = 0,128 \text{ м}$$

Максимальная горизонтальная сила, действующая на верхнюю часть 1-ой опоры:

$$F_1 = k_1 \cdot \Delta_{\text{max}} = 1,216 \times 10^6 \cdot 0,128 = 0,156 \times 10^6 \text{ Н} = 0,156 \times 10^3 \text{ кН}$$

Максимальная горизонтальная сила, действующая на верхнюю часть 2-ой опоры:

$$F_2 = k_2 \cdot \Delta_{\text{max}} = 49,20 \times 10^6 \cdot 0,128 = 6,30 \times 10^6 \text{ Н} = 6,30 \times 10^3 \text{ кН}$$

Максимальная горизонтальная сила, действующая на верхнюю часть 3-й опоры:

$$F_3 = k_3 \cdot \Delta_{\text{max}} = 49,20 \times 10^6 \cdot 0,128 = 6,30 \times 10^6 \text{ Н} = 6,30 \times 10^3 \text{ кН}$$

Максимальная горизонтальная сила, действующая на верхнюю часть 4-ой опоры:

$$F_4 = k_4 \cdot \Delta_{\text{max}} = 1,216 \times 10^6 \cdot 0,128 = 0,156 \times 10^6 \text{ Н} = 0,156 \times 10^3 \text{ кН}$$

Г.4.5 В соответствии с требованиями 3.2.3 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 при выполнении расчётов во временной области должны использоваться по крайней мере три пары компонент уравнений движения грунта.

В настоящем Приложении в качестве примеров выполнены расчёты мостов во временной области на три разных землетрясения. Акселерограммы землетрясений масштабированы таким образом, чтобы пиковые ускорения были равны 4м/сек².

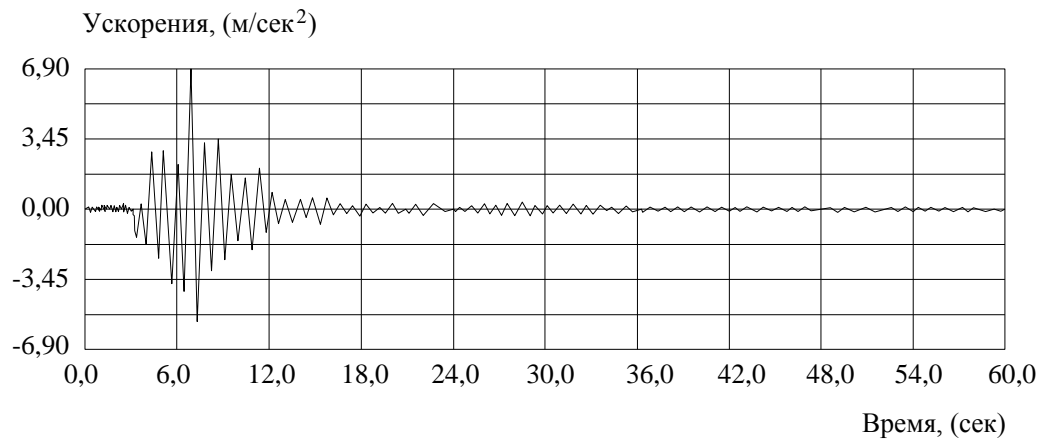
Для расчёта использовались акселерограммы следующих землетрясений:

- Northridge earthquake (1994 г. США),
- San Fernando earthquake (1966 г. США).
- Parkfield earthquake (1966 г. США),

Графики ускорений, скоростей и перемещений неразрезного пролётного строения представлены на Рисунках Г.7, Г.8, Г.9.

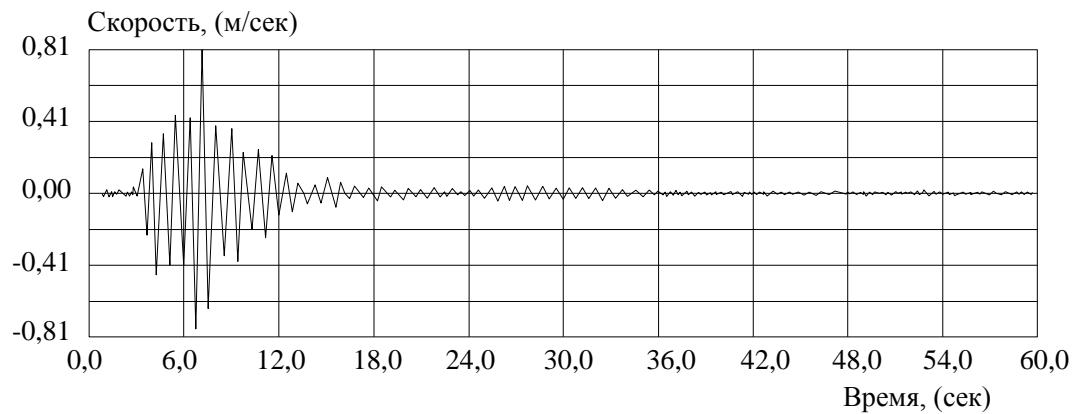
Northridge earthquake

График ускорения пролетного строения



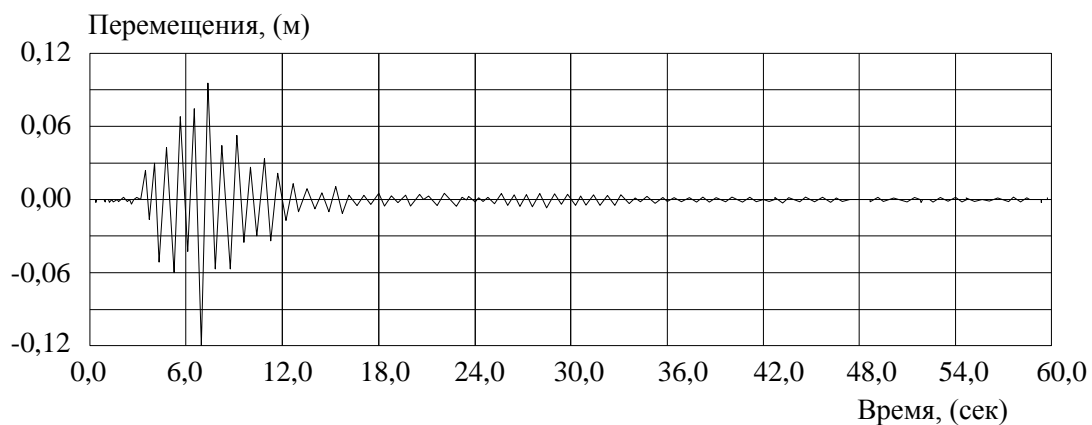
Максимальное значение ускорения пролетного строения 6.9 м/сек²

График скорости движения пролетного строения



Максимальное значение скорости пролетного строения 0.81 м/сек

График перемещения пролетного строения

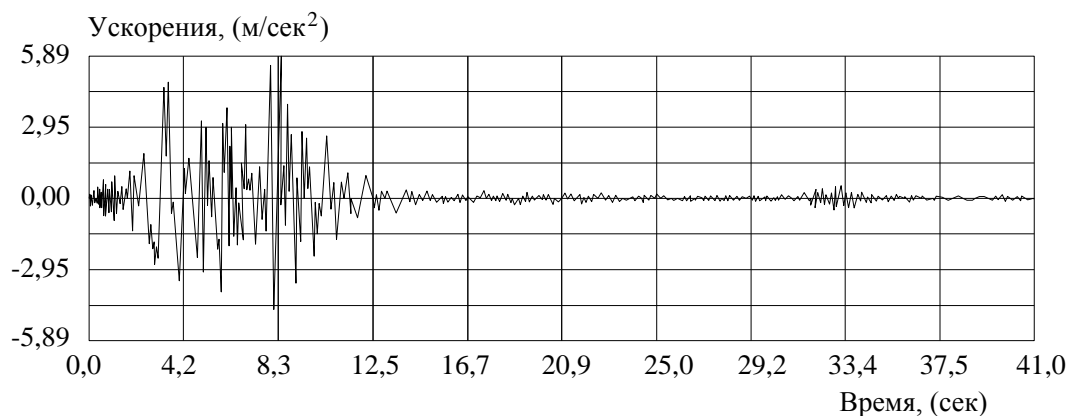


Максимальное значение перемещения пролетного строения 0.12 м

Рисунок Г.7 - Графики колебаний пролётного строения при воздействии масштабированного землетрясения Northridge

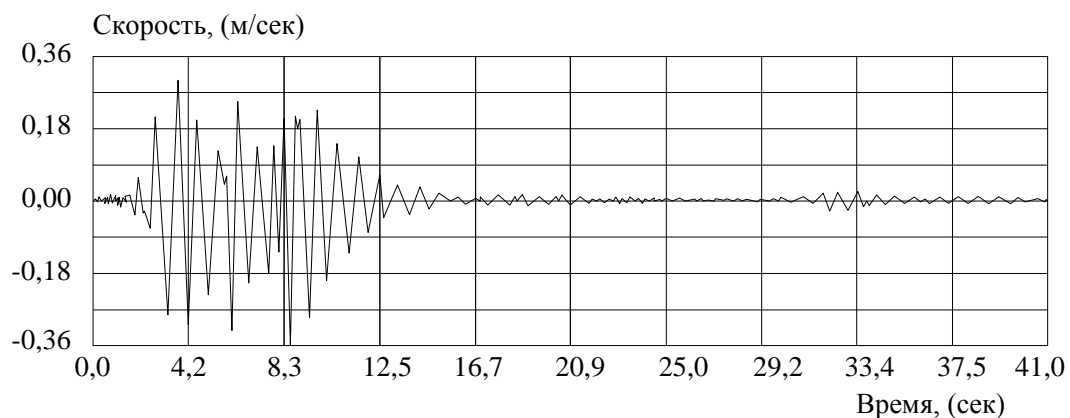
San Fernando earthquake

График ускорения пролетного строения



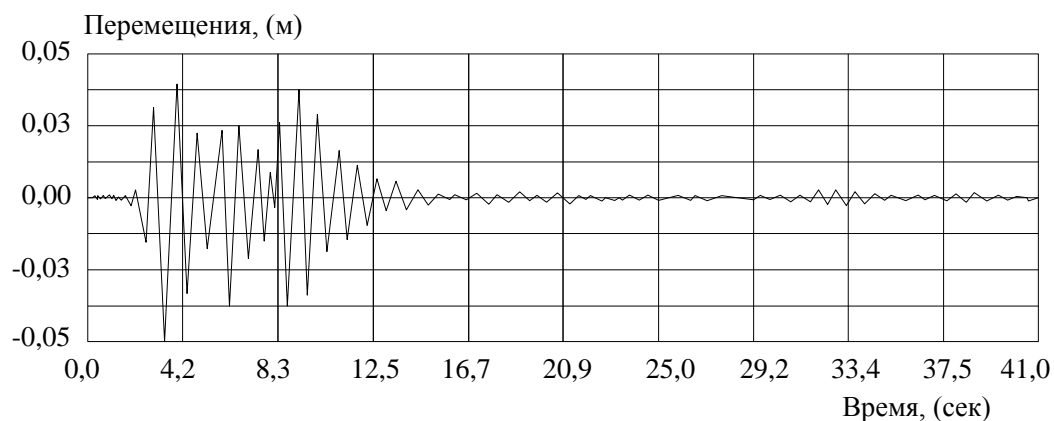
Максимальное значение ускорения пролетного строения 5.89 м/сек²

График скорости движения пролетного строения



Максимальное значение скорости пролетного строения 0.36 м/сек

График перемещения пролетного строения

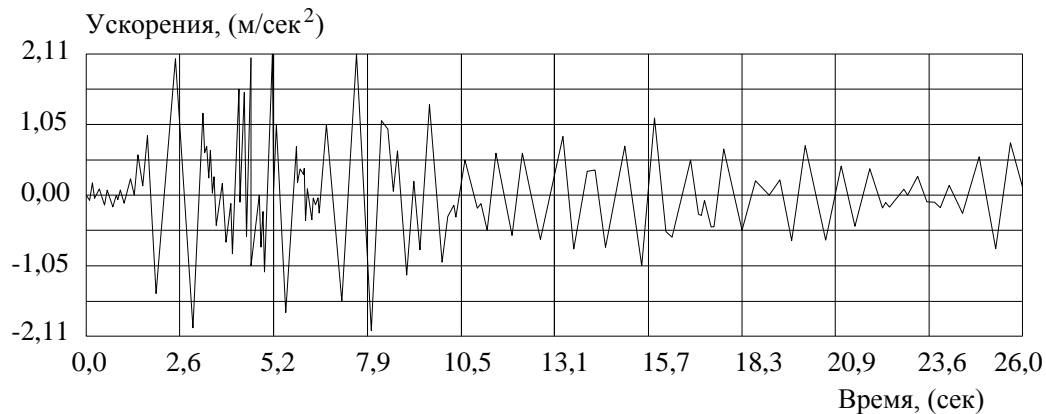


Максимальное значение перемещения пролетного строения 0.051 м

Рисунок Г.8 - Графики колебаний пролётного строения при воздействии масштабированного землетрясения San Fernando

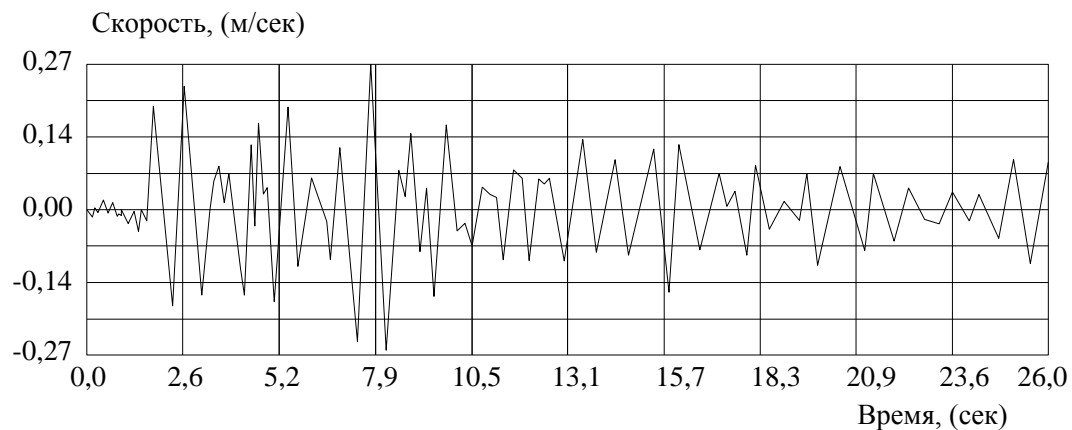
Parkfield earthquake

График ускорения пролетного строения



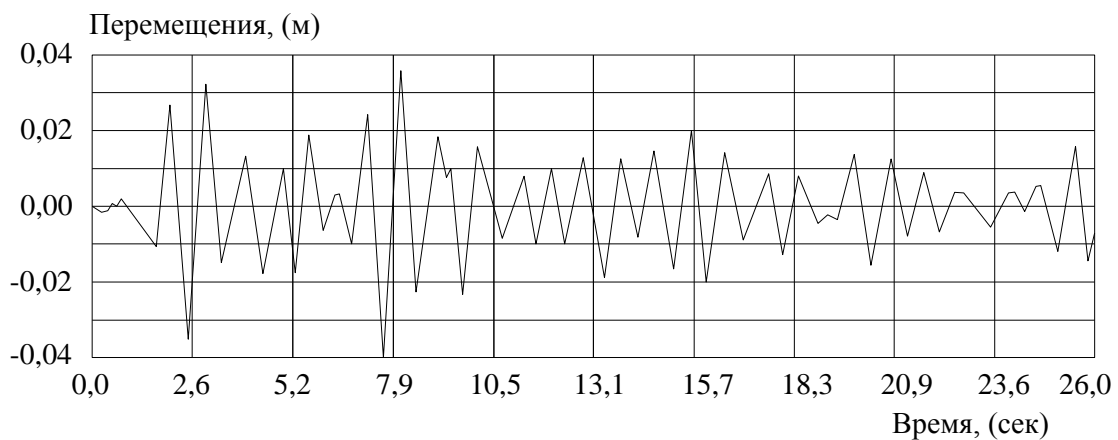
Максимальное значение ускорения пролетного строения 2.11 м/сек²

График скорости пролетного строения



Максимальное значение скорости пролетного строения 0.27 м/сек

График перемещения пролетного строения



Максимальное значение перемещения пролетного строения 0.04 м

Рисунок Г.9 - Графики колебаний пролётного строения при воздействии масштабированного землетрясения Parkfield

Г.5 Расчёт моста с резинометаллическими сейсмоизоляторами с большим коэффициентом демпфирования

Г.5.1 К расчету принимается мост, имеющий следующие конструктивные особенности. Неразрезное пролетное строение на всех опорах моста опирается на резинометаллические опорные части с большим коэффициентом демпфирования. Используются данные по пролетному строению, приведенные в подразделе Г.2 и исходные данные по сейсмическому воздействию, приведенные в подразделе Г.3.

Для предварительного расчёта выбираем период колебаний сейсмоизолированного моста из условия $T_{из} \geq 3T = 3 \cdot 0.87 = 2.61$ сек. Примем: $T_{из} = 2.7$ сек. Обычно это условие используется для определения периодов колебаний сейсмоизолированных сооружений, если известен период колебаний сооружений на жестких опорах (на жёстком основании).

Опорные части с большим коэффициентом демпфирования принимаются из натуральной резины с наполнителем и стальных листов (см. Рисунок 5.2 настоящего Пособия).

Основные свойства:

- допускаемые деформации сдвига 200 - 350%, принимаем 150 %;
- коэффициент демпфирования от 10% до 20% при деформации сдвига порядка 100%, принимаем 15%;
- модуль сдвига от 0,40 до 1,4 МПа, принимаем 1,0 МПа.

Определим реакцию моста с параметрами, приведенными выше.

Упрощённая расчётная схема такой конструкции сооружения представлена на Рисунке Г.10.

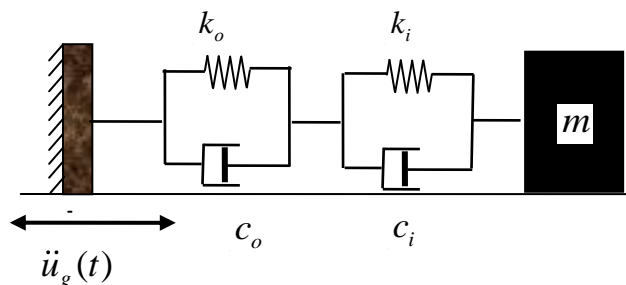


Рисунок Г.10 – Система с одной степенью свободы. Динамическая модель моста с сейсмоизоляторами

Учитывая, что $T_{из} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{эkv}}}$, получим эквивалентную жёсткость пружины.

$$K_{эkv} = \left(\frac{2\pi}{T_{из}} \right)^2 \times m = \left(\frac{2 \times 3,14}{2.7} \right)^2 \times 1.936 \times 10^6 = 10.47 \times 10^6 \text{ Н/м}$$

Г.5.2 В соответствии с 3.2.2.2(5)Р СН РК EN 1998-1:2004/2012 спектр упругих реакций в перемещениях $S_{De}(T)$ может быть получен путем прямого преобразования спектра упругих реакций в ускорениях $S_e(T)$ с помощью следующего выражения:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2.$$

$$\text{при } 0,64 \leq T: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0,4 \cdot 1,1 \cdot 2,5 \cdot \eta \left[\frac{0,64}{T} \right] = \frac{0,704}{T} \eta.$$

Определим коэффициент η , соответствующий коэффициенту демпфирования, равному 15%.

$$\text{при } T \geq 1,0 \text{ сек: } \eta = \rho(1/T)^\lambda.$$

Значения ρ и λ определяются следующим образом:

$$\rho = 1 + \frac{0,05 - 0,01 \times \xi}{0,05 + 0,02 \times \xi - 3 \times (0,01 \times \xi)^2} = 1 + \frac{0,05 - 0,01 \times 15}{0,05 + 0,02 \times 15 - 3(0,01 \times 15)^2},$$

$$= 1 + \frac{-0,1}{0,05 + 0,3 - 0,0675} = 1 + \frac{-0,1}{0,35 - 0,0675} = 0,65$$

$$\lambda = \frac{0,05 - 0,01 \times \xi}{0,33 + 0,09 \times \xi} = \frac{0,05 - 0,01 \times 15}{0,33 + 0,09 \times 15} = -\frac{0,1}{1,68} = -0,06.$$

$$\text{при } T \geq 1,0 \text{ сек } \eta = \rho(1/T)^\lambda = 0,65(1/2,7)^{-0,06} = 0,7$$

Значение спектра перемещений для периода $T=2,7$ секунды (максимальное перемещение):

$$\Delta_{\max} = S_{\text{De}}(T) = S_e(T) \times g \times \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 = \frac{0,704}{T} \times \eta \times g \times \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 = \frac{6,91}{2,7} \times 0,7 \times \left[\frac{2,7}{2 \times 3,14} \right]^2 = 0,33 \text{ м}$$

Обычно сейсмоизоляторы подбирают таким образом, чтобы деформации сдвига составляли порядка 150%: $\gamma = \frac{\Delta_{\max}}{t_p}$

Суммарная толщина слоев резины определяется из формулы

$$t_p = \frac{\Delta_{\max}}{\gamma} = \frac{0,33}{1,5} = 0,22 \text{ м}$$

Таким образом, суммарная толщина резиновых слоёв каждого сейсмоизолятора на каждой опоре должна быть равна 22 см.

Г.5.3 Ввиду того, что при периоде колебаний, равном 2,7 секундам максимальные перемещения пролётного строения достигают больших значений, выполним расчёт, уменьшив период колебаний сейсмоизолированного моста до 1,5 сек.

Значение спектра перемещений для периода $T=1,5$ секунды (максимальное перемещение):

$$\Delta_{\max} = S_{\text{De}}(T) = S_e(T) \times g \times \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 = \frac{0,704}{T} \times \eta \times g \times \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 = \frac{6,91}{1,5} \times 0,7 \times \left[\frac{1,5}{2 \times 3,14} \right]^2 = 0,18 \text{ м}$$

$$t_p = \frac{\Delta_{\max}}{\gamma} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \text{ м}$$

Таким образом, суммарная толщина резины в таком случае должна быть равна 12 см.

Жёсткость эквивалентной пружины определяется выражением:

$$K_{\text{экв}} = \left(\frac{2\pi}{T_{\text{из}}} \right)^2 \times m = \left(\frac{2 \times 3,14}{1,5} \right)^2 \times 1,936 \times 10^6 = 33,9 \times 10^6 \text{ Н/м}$$

Жёсткость, соответствующая одной опорной части

$$k_b = \frac{K_{экв}}{32} = \frac{33.9 \times 10^6}{32} = 1.06 \times 10^6 \text{ Н / м}$$

Площадь поперечного сечения опорной части :

$$A = \frac{t_p k_b}{G} = \frac{0.12 \cdot 1.06 \times 10^6}{10^6} = 0.127 \text{ м}^2, \text{ так } a = b, \quad a = 0.36 \text{ м}$$

Примем коэффициент формы $S=8$. Толщина одного слоя резины определяется величиной:

$$\text{При } a = b \quad h = \frac{ab}{2S(a+b)} = \frac{0.36 \times 0.36}{2 \times 8 \times (0.36 + 0.36)} = 0.011 \text{ м}$$

$$\text{Количество слоёв резины: } n = \frac{t_p}{h} = \frac{0.12}{0.011} = 11$$

Г.5.4 Определим максимальные усилия, действующие на сейсмоизоляторы:

Определение жёсткостей эквивалентных пружин для опор с сейсмоизоляторами:

а) Жёсткость эквивалентной пружины, определяемая жёсткостью восьми сейсмоизоляторов:

Для 1-ой и 4-ой опоры (устои)

$$k_1 = k_4 = 8k_b = 8 \times 1.06 \times 10^6 = 8.48 \times 10^6 \text{ Н/м} = 8480 \text{ кН / м}$$

б) Жёсткость эквивалентной пружины, определяемая жёсткостью (податливостью) промежуточной опоры при изгибе и жёсткостью восьми сейсмоизоляторов:

$$\text{Для 2-ой и 3-й опоры } \frac{1}{K_2} = \frac{1}{K_3} = \frac{1}{k_2} + \frac{1}{8k_b},$$

где $k_2 = 49.20 \times 10^6 \text{ Н/м}$ (см. В.4.2 настоящего Пособия).

$$\begin{aligned} K_2 = K_3 &= \frac{8k_b k_1}{k_1 + 8k_b} = \frac{8 \times 1.06 \times 10^6 \cdot 49.20 \times 10^6}{49.23 \times 10^6 + 8 \times 1.06 \times 10^6} = \frac{417.2 \times 10^6}{57.68} = \\ &= 7.23 \times 10^6 \text{ Н/м} = 7230 \times 10^3 \text{ кН/м} \end{aligned}$$

Максимальная горизонтальная сила, действующая на верхнюю часть 1-ой и 4-ой опор:

$$F_1 = F_4 = k_{1(4)} \cdot \Delta_{\max} = 8.480 \times 10^6 \times 0.18 = 1.526 \times 10^6 \text{ Н} = 1.526 \times 10^3 \text{ кН}$$

Максимальная горизонтальная сила, действующая на верхнюю часть 2-ой и 3-й опоры:

$$F_2 = F_3 = k_{2(3)} \cdot \Delta_{\max} = 7.23 \times 10^6 \times 0.18 = 1.30 \times 10^6 \text{ Н} = 1.30 \times 10^3 \text{ кН}$$

Г.5.5 Ниже представлены результаты расчёта во временной области сейсмоизолированного моста. Акселерограммы землетрясений масштабированы таким образом, чтобы пиковые ускорения были равны 4м/сек^2 .

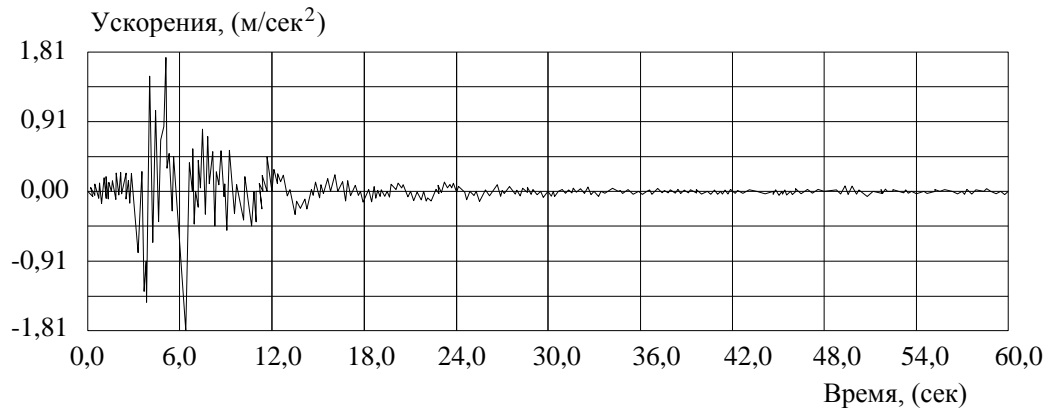
Для расчёта использовались акселерограммы следующих землетрясений:

- Northridge earthquake (1994 г. США),
- San Fernando earthquake (1966 г. США),
- Parkfield earthquake (1966 г. США).

Графики ускорений, скоростей и перемещений пролётного строения представлены на Рисунках Г.11, Г.12 и Г.13.

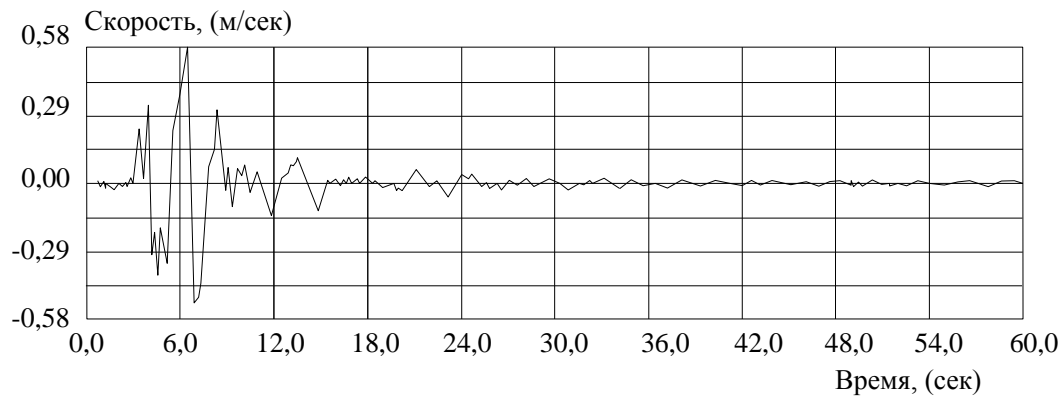
Northridge earthquake

График ускорения пролетного строения



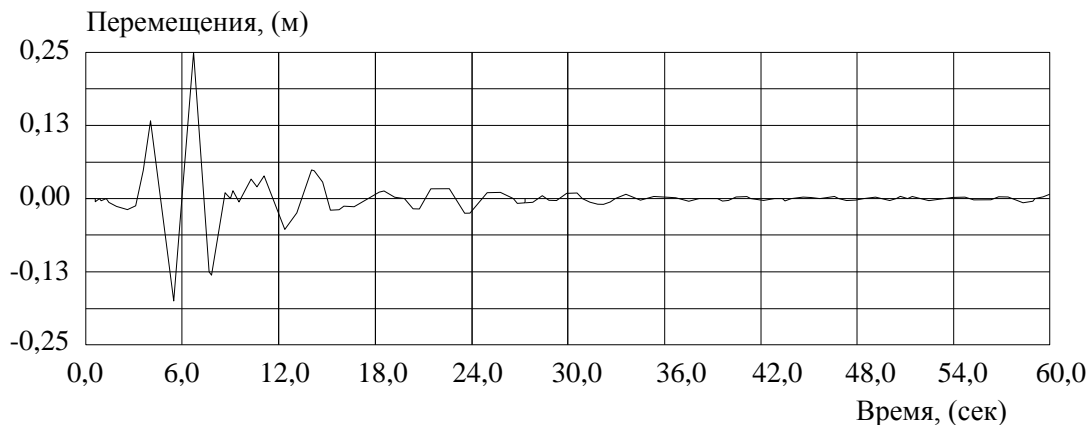
Максимальное значение ускорения пролетного строения 1.81 м/сек²

График скорости пролетного строения



Максимальное значение скорости пролетного строения 0.58 м/сек

График перемещения пролетного строения

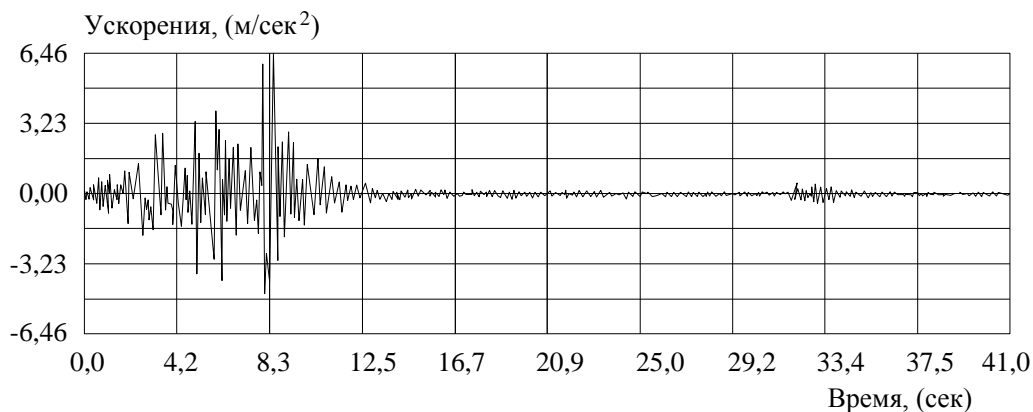


Максимальное значение перемещения пролетного строения 0.25 м

Рисунок Г.11 - Графики колебаний сейсмоизолированного пролётного строения при воздействии масштабированного землетрясения Northridge

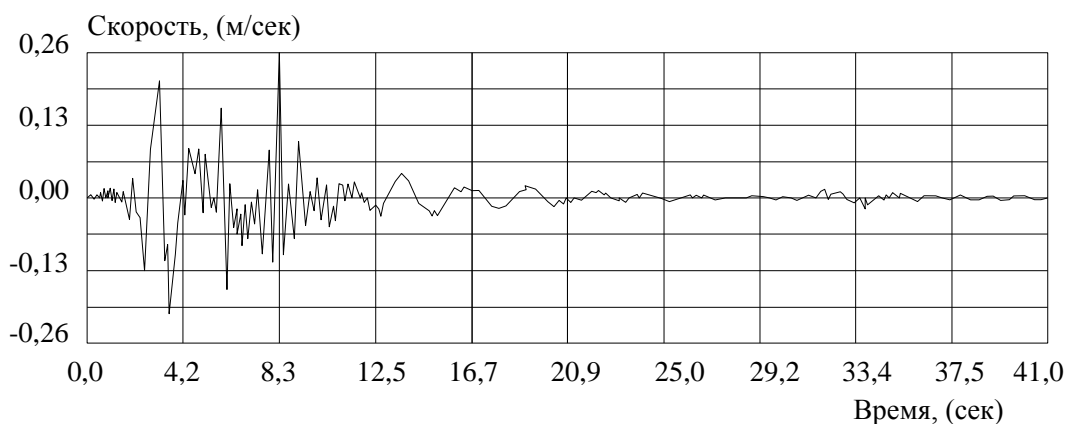
San Fernando earthquake

График ускорения пролетного строения



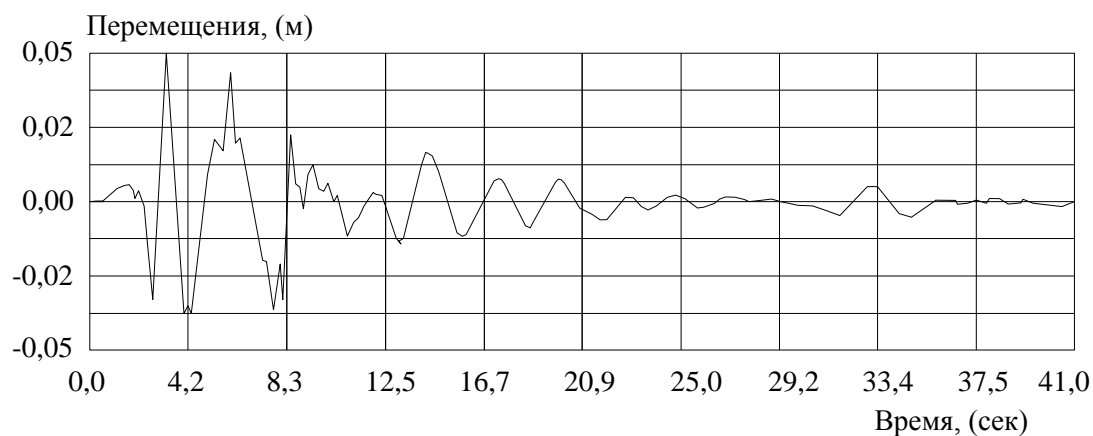
Максимальное значение ускорения пролетного строения 6.46 м/сек²

График скорости пролетного строения



Максимальное значение скорости пролетного строения 0.26 м/сек

График перемещения пролетного строения

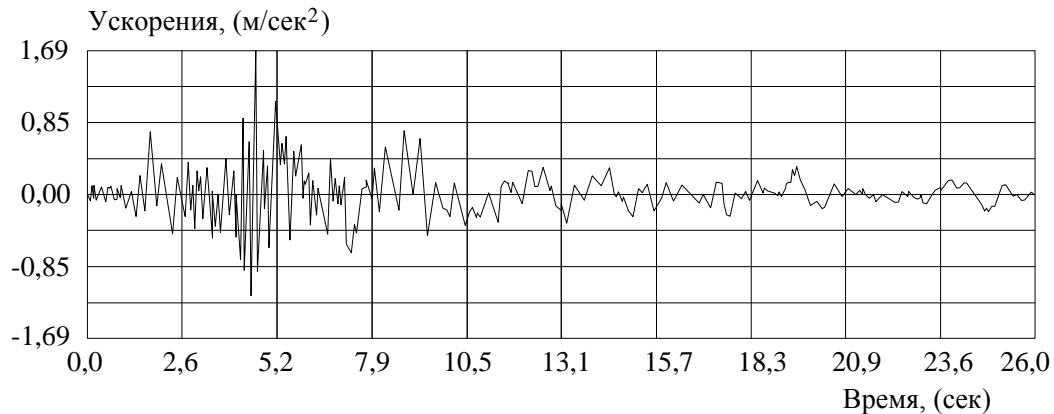


Максимальное значение перемещения пролетного строения 0.049 м

Рисунок Г.12 - Графики колебаний сейсмоизолированного пролётного строения при воздействии масштабированного землетрясения San Fernando

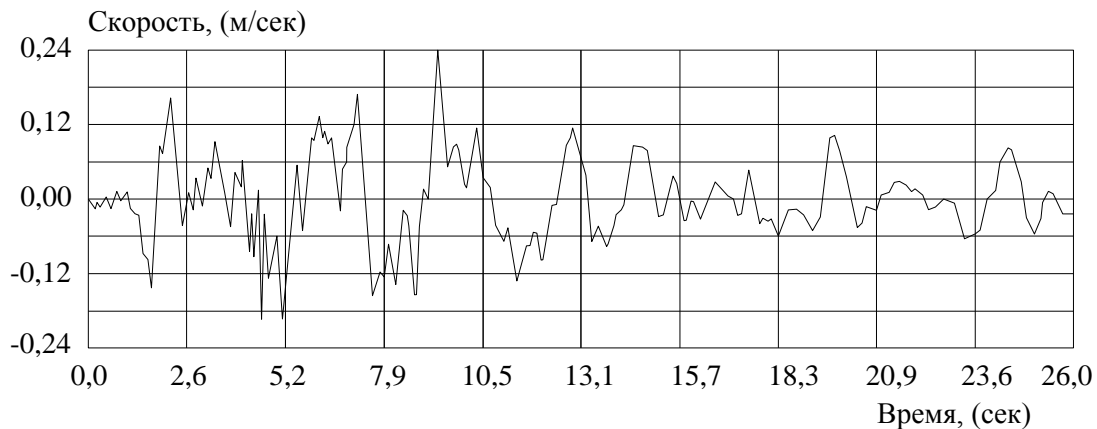
Parkfield earthquake

График ускорения пролетного строения



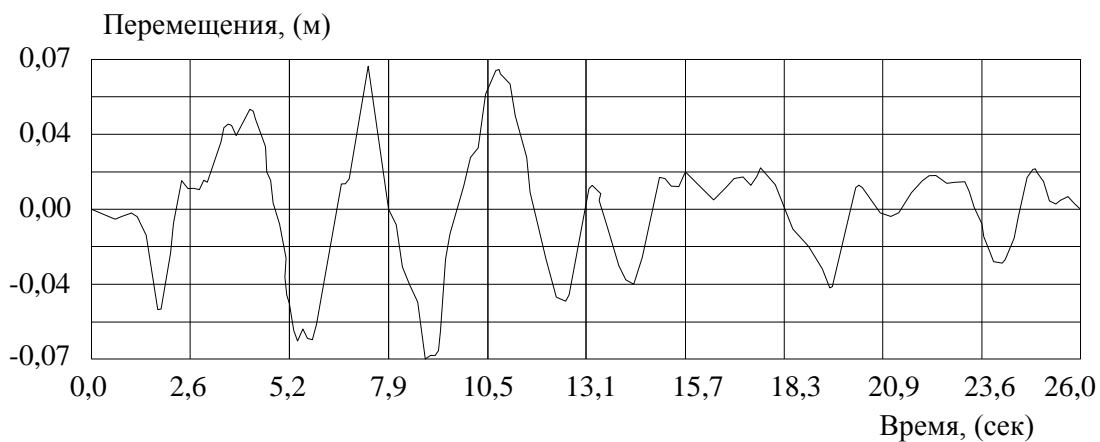
Максимальное значение ускорения пролетного строения 1.69 м/сек²

График скорости пролетного строения



Максимальное значение скорости пролетного строения 0.24 м/сек

График перемещения пролетного строения



Максимальное значение перемещения пролетного строения 0.07 м

Рисунок Г.13 - Графики колебаний сейсмоизолированного пролётного строения при воздействии масштабированного землетрясения Parkfield

Г.6 Расчет моста с резинометаллическими сейсмоизоляторами со свинцовым сердечником

Г.6.1 Свинцово-резиновые опорные части (LRB) состоят из слабодемпфирующих резиновых слоёв с цилиндрическим свинцовым сердечником. Следует отметить, что для опорных частей со свинцовыми сердечниками нет необходимости применения резины с высоким коэффициентом демпфирования в виду наличия свинцового стержня. Поэтому в таких опорных частях, как правило, используется обычная резина с малым коэффициентом демпфирования.

Благодаря текучести свинцового сердечника данные устройства обладают гистерезисными свойствами, которые можно представить в виде билинейной аппроксимации (см. Рисунок 5.5 настоящего Пособия).

Г.6.2 Наиболее удобным способом проектирования сейсмоизоляции моста является рассмотрение всей совокупности сейсмоизоляторов в целом как единой системы с последующим разделением на отдельные опорные части для определения характеристик и параметров каждого сейсмоизолятора. Причина такого подхода заключается в том, что часто наиболее эффективная сейсмоизоляция достигается путём применения комбинации сейсмоизоляторов со свинцовыми стержнями и сейсмоизоляторами с низким коэффициентом демпфирования.

Модуль сдвига резины, применяемой в мостостроении $G = 1.0$ МПа. Примем для таких опорных частей относительный коэффициент демпфирования равным 15% от критического

Поскольку эффективное демпфирование отдельных сейсмоизолирующих элементов зависят от расчетного перемещения, следует применять итерационную процедуру до тех пор, пока разница между принятым и расчетным значениями не достигнет 5% и менее от принятого значения.

Величина демпфирования в большей мере определяется рассеянием энергии при пластической деформации свинцового стержня. Напряжение текучести свинцового стержня равно 10,5 МПа.

Г.6.3 Определим параметры билинейной аппроксимации используемые при расчётах в соответствии с пункт 7.5.2.3.2 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012.

При расчёте параметров сейсмоизоляции обычно выбирается такой период колебания сейсмоизолированного объекта, чтобы он приблизительно в три раза превышал период колебаний объекта на жёстких опорах.

Так же как и в предыдущем случае примем расчётный период $T=1.5$ секунды.

Расчётное перемещение пролётного строения на сейсмоизоляторах определим, используя спектр перемещений $S_{De}(T)$, который в соответствии с 3.2.2.2(5)Р СН РК EN 1998-1-1:2004/2012 может быть получен путем прямого преобразования спектра упругих реакций в ускорениях $S_e(T)$ с помощью следующего выражения:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2$$

$$\text{при } 0.64 \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] = 0.4 \cdot 1,1 \cdot 2,5 \cdot \eta \left[\frac{0,64}{T} \right] = \frac{0.704}{T} \eta.$$

Поправочный коэффициент η на уровень демпфирования определяется в соответствии с 4.2.2.3 НТП РК 08-01.1-2012 с помощью выражений:

при $T \leq 1,0$ с: $\eta = \rho$;

при $T \geq 1,0$ с: $\eta = \rho(1/T)^\lambda$.

Значения ρ и λ определяются следующим образом:

$$\rho = 1 + \frac{0,05 - 0,01 \times \xi}{0,05 + 0,02 \times \xi - 3(0,01 \times \xi)^2} = 1 + \frac{0,05 - 0,01 \times 15}{0,05 + 0,02 \times 15 - 3(0,01 \times 15)^2} = 1 + \frac{-0,1}{0,2825} = 0,65$$

$$\lambda = \frac{0,05 - 0,01 \times \xi}{0,33 + 0,09 \times \xi} = \frac{0,05 - 0,01 \times 15}{0,33 + 0,09 \times 15} = -\frac{0,1}{1,68} = -0,06$$

Для данных параметров системы справедливо следующее условие:

$$\eta = \rho(1/T)^\lambda = 0,65(1/1,5)^{-0,06} = 0,7$$

Значение спектра ускорений $S_e(T)$ при $T=1,5$ секунды:

$$S_e(T) = \frac{0,704}{T} \eta = \frac{0,704}{1,5} 0,7 = 0,33$$

Максимальное ускорение

При $T=1,5$ сек $a_{\max} = S_e(T) \times g = 0,33 \times 9,81 = 3,24 \text{ м/сек}^2$

Расчетное перемещение d_{bd} пролётного строения равно значению спектра максимальных перемещений $S_{De}(T)$ при $T=1,5$ секунды.

$$d_{bd} = S_{De}(T) = S_e(T) \times g \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 = 3,24 \left[\frac{1,5}{6,28} \right]^2 = 0,184 \text{ м}$$

Эффективный коэффициент жесткости

$$K_{eff} = m \left[\frac{2\pi}{T} \right]^2 = 1936000 \left[\frac{2 \times 3,14}{1,5} \right]^2 = 33,9 \times 10^6 \text{ Н/м}$$

где $m = 1936000 \text{ кг}$ - масса пролётного строения.

Количество энергии, рассеиваемое за один цикл:

$$E_D = 2\pi K_{eff} d_{bd}^2 \xi_{eff} = 6,28 \times 33,9 \times 10^6 \times 0,184^2 \times 0,15 = 1081 \times 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Сила при нулевом смещении под воздействием циклической нагрузки:

$$F_0 = \frac{E_D}{4d_{bd}} = \frac{1081 \times 10^3}{4 \times 0,184} = 1469 \times 10^3 \text{ Н}$$

Полученные значения позволяют определить жесткость за пределами упругости:

$$K_p = K_{eff} - \frac{F_0}{d_{bd}} = 33900 \times 10^3 - \frac{1469 \times 10^3}{0,184} = 33900 \times 10^3 - 7984 \times 10^3 = 25916 \times 10^3 \text{ Н/м}$$

Упругая жесткость при монотонной нагрузке:

$$K_e \cong 10K_p = 259160 \times 10^3 \text{ Н/м}$$

Перемещение, соответствующее текучести:

$$d_y = \frac{F_0}{9K_p} = \frac{1469 \times 10^3}{9 \times 25916 \times 10^3} = 0,006 \text{ м}$$

Сила текучести в условиях монотонной нагрузки:

$$F_y = d_y \times K_e = 0.006 \times 259160 \times 10^3 = 1555 \times 10^3 \text{ Н}$$

Поскольку эффективное демпфирование отдельных сейсмоизолирующих элементов зависят от расчетного перемещения d_{bd} , следует применять итерационную процедуру до тех пор, пока разница между принятым и расчетным значениями не достигнет 5% и менее от принятого значения.

$$\xi_{eff,1} = \frac{2F_0(d_{bd} - d_y)}{\pi K_{eff} d_{bd}^2} = \frac{2 \times 1469 \times 10^3 (0.184 - 0.006)}{3.14 \times 33.9 \times 10^6 \times 0.184^2} = 0.145$$

Разница между принятым значением параметра относительного демпфирования $\xi = 0.15$ и полученным значением составляет меньше 5%, поэтому в дальнейшем будем использовать ранее принятое значение $\xi = 0.15$.

Найдем сумму площадей поперечных сечений свинцовых сердечников всех опорных частей:

$$A_{pb}^{total} = \frac{F_0}{F_y^{pb}} = \frac{1469 \times 10^3}{10500 \times 10^3} = 0.140 \text{ м}^2$$

Требуемый диаметр одного сердечника:

$$d_{pb} = 2 \sqrt{\frac{A_{pb}^{total}}{n\pi}} = 2 \sqrt{\frac{0.140}{48 \times 6.28}} = 0.074 \text{ м} = 7.4 \text{ см}$$

В случае если нет возможности применить свинцовые сердечники стандартного диаметра, то нужно провести перерасчет F_0 и в дальнейшем использовать уже его.

Жесткость свинцовых сердечников:

$$K_{pb} = \frac{F_0}{d_{bd}} = \frac{1469 \times 10^3}{0.184} = 7984 \times 10^3 \text{ Н / м}$$

Жесткость, приходящаяся на резину всех сейсмоизоляторов:

$$K_{rub} = K_{eff} - K_{pb} = 33900 \times 10^3 - 7984 \times 10^3 = 25916 \times 10^3 \text{ Н / м}$$

Жесткость одного сейсмоизолятора, определяемая слоями резины

$$k_{rub} = \frac{K_{rub}}{32} = \frac{25916 \times 10^3}{32} = 810 \times 10^3 \text{ Н}$$

Для выбора опорных частей определим давление на промежуточные опоры

$$T_{on} = m \times g \times \frac{l_1 + l_2}{2} = \frac{16.5 \times 10^3 \times 9.81 \times (37.5 + 42.0)}{2} = 6434 \times 10^3 \text{ Н} = 6434 \text{ кН}$$

$$\text{Давление на опорную часть } T_b = \frac{T_{on}}{8} = \frac{6434}{8} = 804 \text{ кН}$$

В качестве опорных частей выберем опорные части из Таблицы 5.1 настоящего Пособия со следующими параметрами: $a=b=330$ мм, площадь $A=109032$ мм², толщина одного слоя резины 6.5 мм, величина максимальной вертикальной нагрузки 796 кН. Разница в усилиях составляет 1%.

Полное поперечное сечение резины всех сейсмоизоляторов:

$$A_{rub} = n \times A = 32 \times 0.109032 = 3.49 \text{ м}^2$$

Найдем необходимую общую толщину резиновых слоёв:

$$t_{rub} = \frac{GA_{rub}}{K_{rub}} = \frac{10^6 \times 3.49}{25916 \times 10^3} \approx 0.134 \text{ м}$$

Количество слоев резины:

$$n_{rub} = \frac{t_{rub}}{t_{1,rub}} = \frac{0.134}{0.0065} = 20.6 \approx 21$$

Г.6.4 Параметры для расчёта моста с использованием для билинейной аппроксимации:

$d_y = 0.006 \text{ м}$ - перемещение, соответствующее текучести;

$d_{bd} = 0.184 \text{ м}$ - расчетное перемещение изолятора, соответствующее расчетному перемещению пролётного строения;

$E_D = 1081 \times 10^3 \text{ Н} \times \text{м}$ - рассеянная энергия за цикл при расчетном перемещении d_{bd} , равном площади, заключаемой петлей гистерезиса равная $4(F_y d_{bd} - F_{\max} d_y)$;

$F_y = 1555 \times 10^3 \text{ Н}$ - сила текучести в условиях монотонной нагрузки;

$F_0 = 1469 \times 10^3 \text{ Н}$ - сила при нулевом перемещении под воздействием циклической нагрузки, равная $F_y - K_p d_y$;

$F_{\max} = K_{eff} \cdot d_{bd} = 33.9 \times 10^6 \cdot 0.184 = 6.24 \times 10^6 \text{ Н}$ - максимальная сила, соответствующая расчетному перемещению d_{bd} ;

$K_e \approx 10K_p = 259160 \times 10^3 \text{ Н / м}$ - упругая жесткость при монотонной нагрузке равная F_y/d_y , равная также разгрузочной жесткости при циклическом нагружении;

$K_p = 25916 \times 10^3 \text{ Н/м}$ - (касательная) жесткость за пределами упругости равная $(F_{\max} - F_y)/(d_{bd} - d_y)$.

$K_{eff} = 33.9 \times 10^6 \text{ Н / м}$ - эффективный коэффициент жесткости.

В соответствии с СН РК EN 1998-1:2004/2012 возможно применение линейной модели, эквивалентной билинейной модели, учитывающей диссипацию энергии сейсмоизоляторами.

Г.6.5 Параметры для расчёта моста с использованием для линейной аппроксимации:

В этом случае для расчёта используются три параметра:

$m = 1936000 \text{ кг}$ - масса пролётного строения;

$K_{eff} = 33.9 \times 10^6 \text{ Н / м}$ - эффективный коэффициент жесткости;

$\xi = 0.15$ - эквивалентное вязкое демпфирование («эффективное демпфирование» ξ_{eff}).

Г.6.6 Для сравнения результатов расчёта, полученных с использованием двух моделей: линейной и билинейной, выполним расчёт моста во временной области на землетрясение, пиковое ускорение которого равно 4 м/сек^2 и значение спектра перемещений при $T=1.5$ секунды равно 0.184 м .

Для этой цели из набора акселерограмм землетрясений выбирается акселерограмма, параметры которой соответствуют этим условиям. Выбранная акселерограмма масштабируется таким образом, чтобы максимальное значение ускорения было равно 4 м/сек^2 .

Таким условиям удовлетворяет землетрясение Loma Prieta (17 января 1994 года).

Масштабированные акселерограмма, велосиграмма и функция горизонтальных перемещений грунта представлены на рисунке Г.14.

Спектры ответов перемещений и ускорений представлены на Рисунке Г.15.

Отметим, что значение спектра перемещений при $T=1.5$ секунды равно 0.18 м .

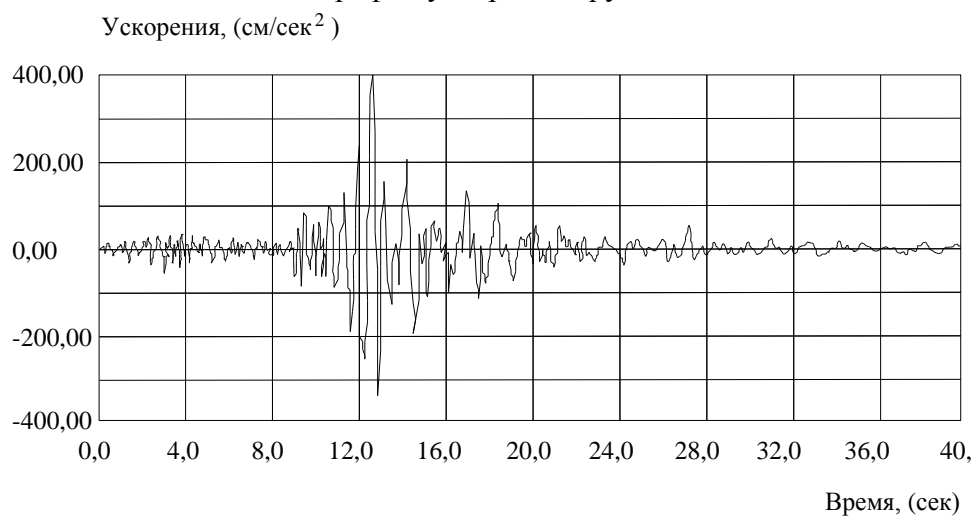
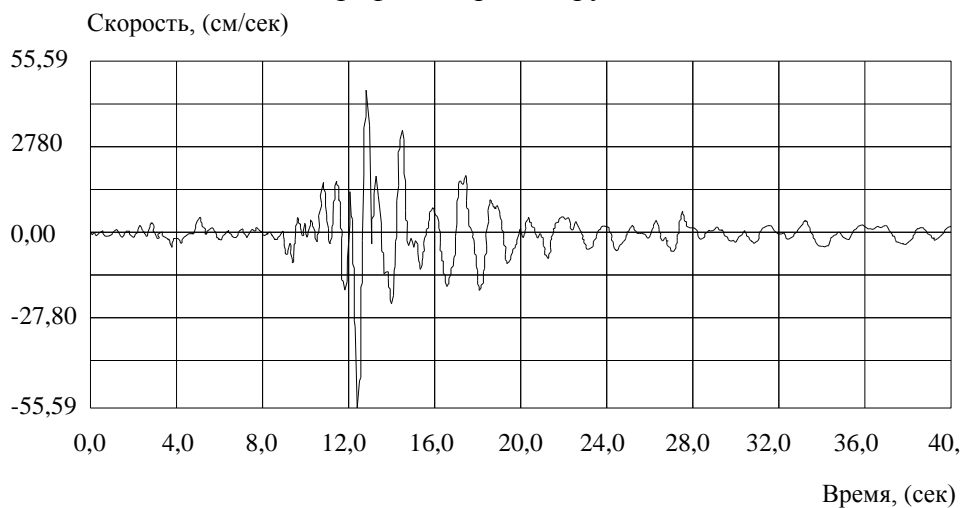
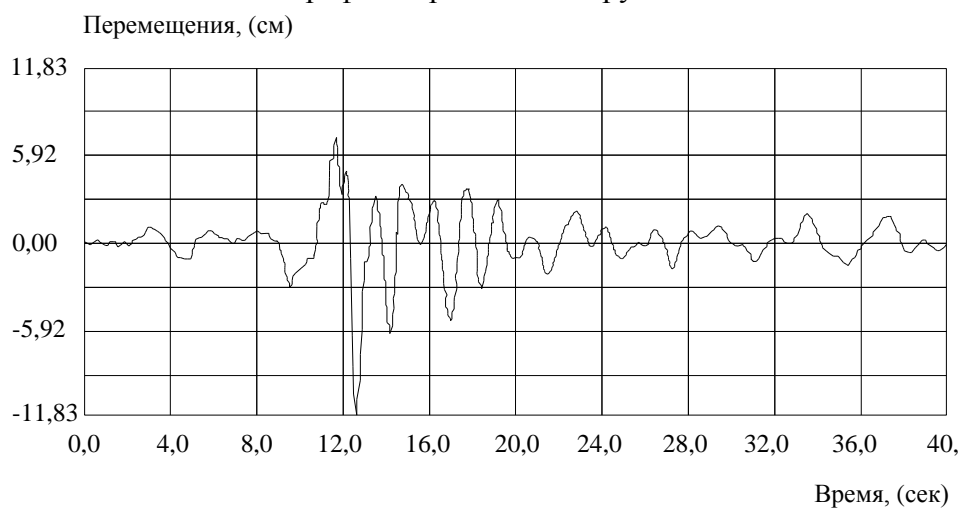
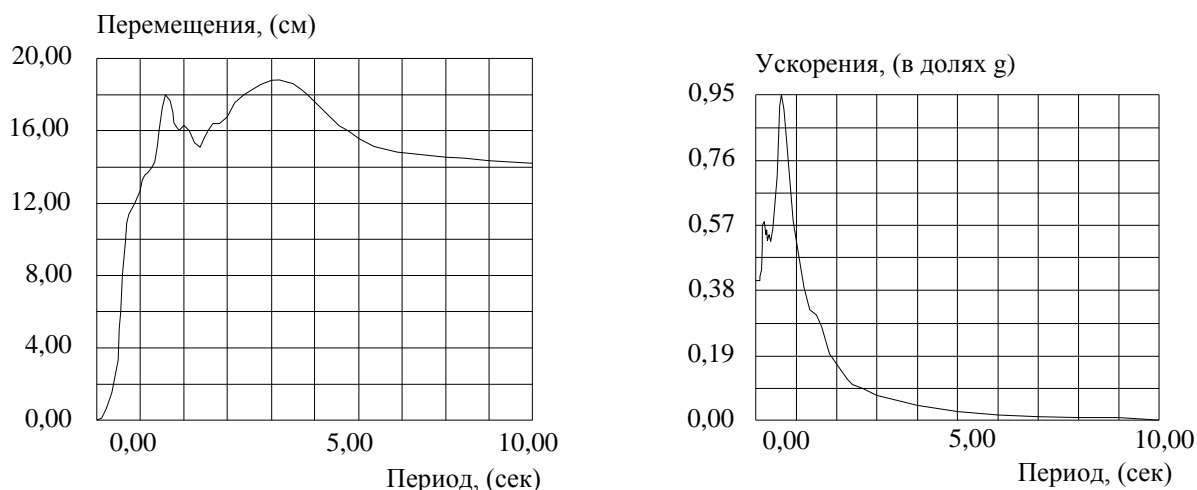
Loma Prieta earthquake**График ускорения грунта****График скорости грунта****График перемещения грунта**

Рисунок Г.14 - Графики колебаний грунта при при воздействии масштабированного землетрясения Loma Prieta



Спектры ответов рассчитаны при относительном коэффициенте демпфирования $\xi = 0.15$

Г.15 - Спектры ответов перемещений и ускорений при воздействии землетрясения Loma Prieta

Г.6.7 Графики колебаний пролётного строения, полученные путём прямого интегрирования с использованием линейной и билинейной модели, представлены на Рисунках Г.16 и Г.17.

Г.6.8 В соответствии с требованиями 3.2.3 СН РК EN 1998-2:2005+A1:2009/2012 при выполнении нелинейных расчётов во временной области должны использоваться по крайней мере три пары компонент уравнений движения грунта. Данные пары должны выбираться из числа зарегистрированных событий с указанием магнитуд, расстояния до источника и параметров, которые определяют расчетное сейсмическое воздействие.

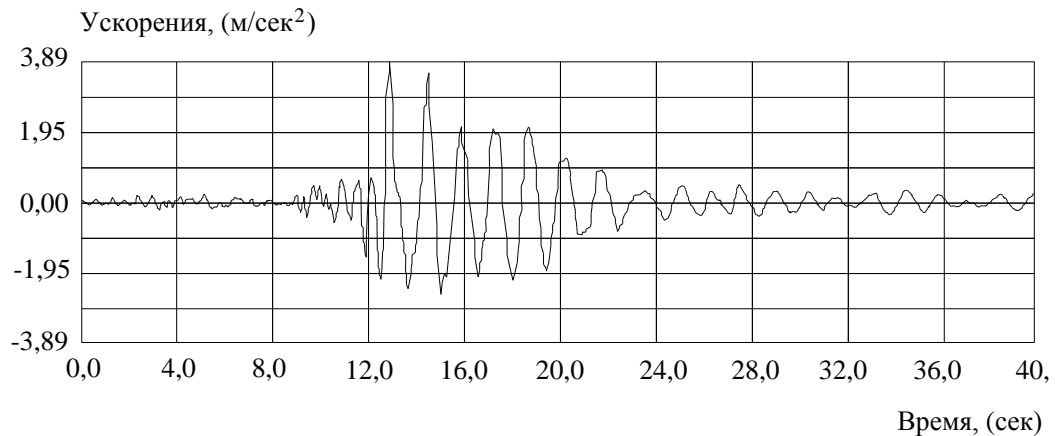
Г.6.9 Сравнение максимальных значений ускорений, скоростей и перемещений пролётного строения при воздействии масштабированного землетрясения Loma Prieta показывает, что значения, полученные с использованием линейной модели, превышают результаты, полученные с использованием билинейной модели.

Хотя расчёты, полученные при использовании расчёта на одно землетрясение нельзя распространять на любые воздействия, тем не менее, можно отметить, что линейная система в общем случае более консервативная и поэтому её можно использовать для получения результатов, обеспечивающих больший запас прочности.

В настоящее время существуют программные комплексы, позволяющие рассчитывать нелинейные системы, поэтому линейные системы можно рекомендовать для использования на предварительных этапах проектирования.

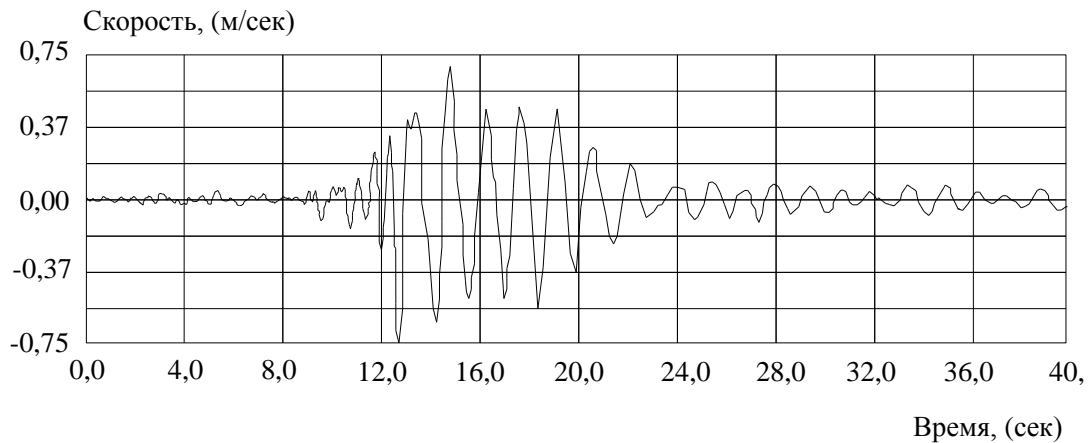
Loma Prieta earthquake

График ускорения при колебаниях пролетного строения



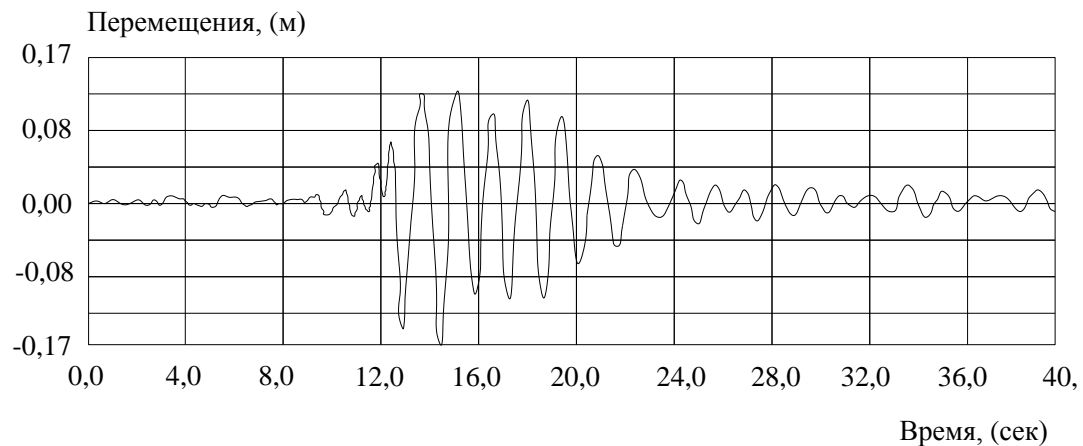
Максимальное значение ускорения пролетного строения 3.89 м/сек²

График скорости при колебаниях пролетного строения



Максимальное значение скорости пролетного строения 0.75м/сек

График перемещения пролетного строения

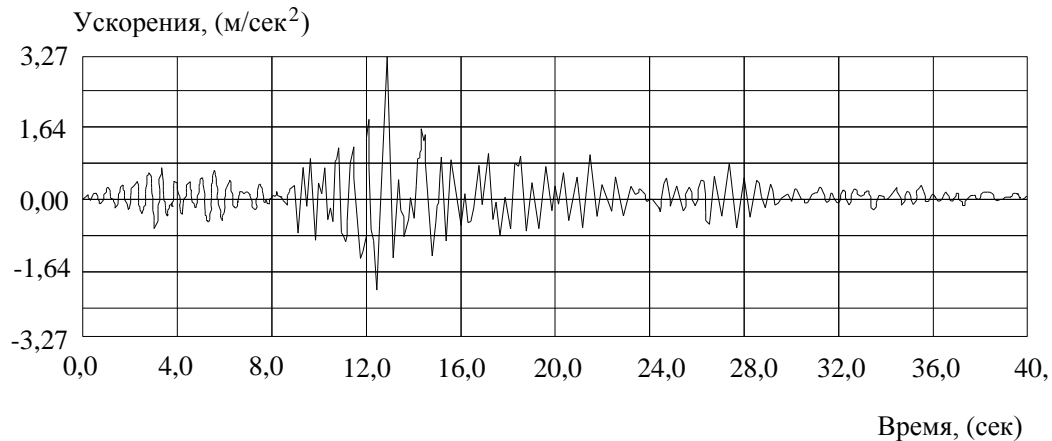


Максимальное значение перемещения пролетного строения 0.17 м

Рисунок Г.16 - Графики колебаний пролётного строения при воздействии масштабированного землетрясения Loma Prieta, полученные с использованием линейной модели

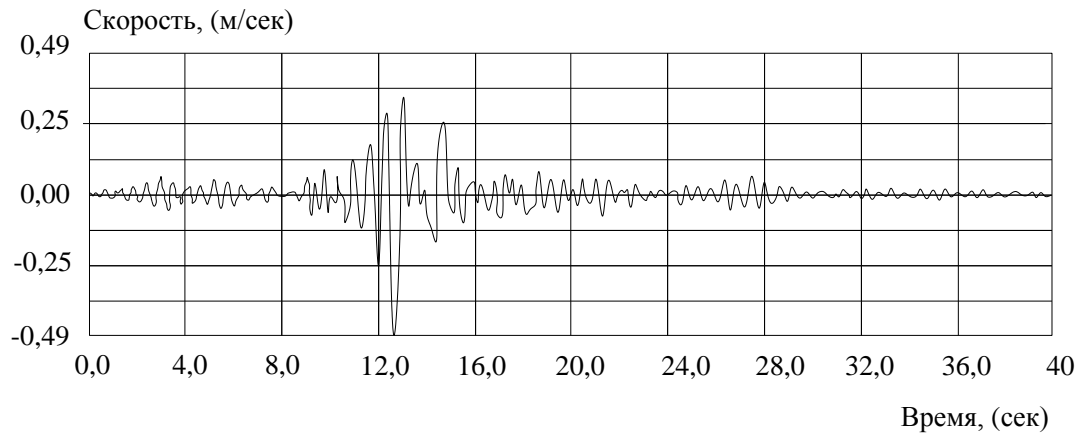
Loma Prieta earthquake

График ускорения пролетного строения



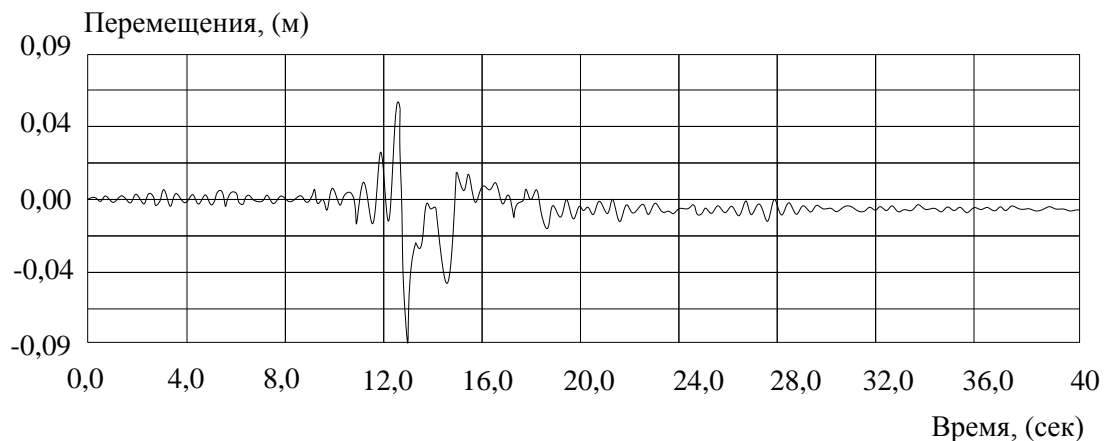
Максимальное значение ускорения пролетного строения 3.27 м/сек²

График скорости пролетного строения



Максимальное значение скорости пролетного строения 0.49м/сек

График перемещения пролетного строения



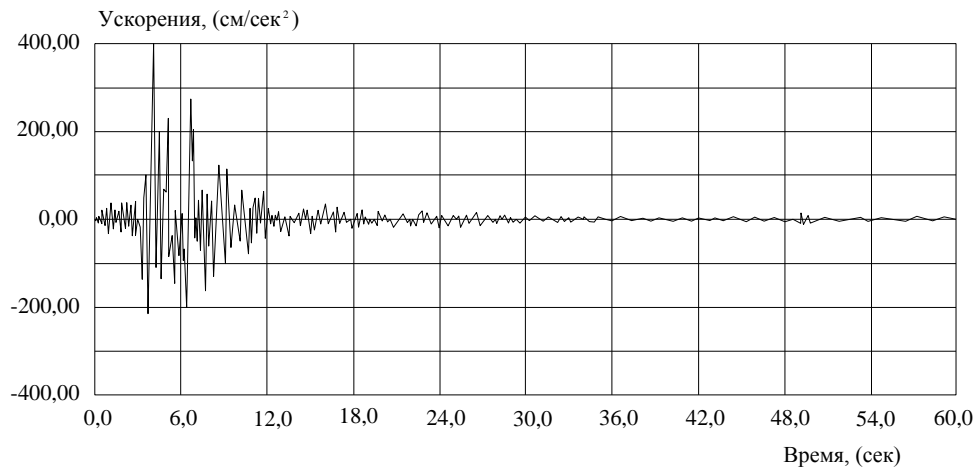
Максимальное значение перемещения пролетного строения 0.09 м

Рисунок Г.17 - Графики колебаний пролётного строения при воздействии масштабированного землетрясения Loma Prieta, полученные с использованием билинейной модели

Г.7 Характеристики масштабированного землетрясения Northridge

Г.7.1 При выборе сейсмоизолирующих устройств для проектировщиков могут оказаться полезными такие характеристики возможных и синтезированных землетрясений как функции акселерограмм, велосиграмм и перемещений грунта, так же и их спектры. В качестве примера ниже приведены функции, описывающие землетрясение Northridge, произошедшего в США в 1994 году. На Рисунках Г.18, Г.19 и Г.20 приведены графики ускорений, скоростей, перемещений и амплитудные спектры Фурье масштабированного землетрясения Northridge, которые использовались в расчетах. Максимальное значение ускорения масштабированной акселерограммы было принято равным 400 см/сек^2 .

График ускорения грунта, (см/сек^2)



Максимальное значение ускорения 400 см/сек^2

Время 4.10 сек

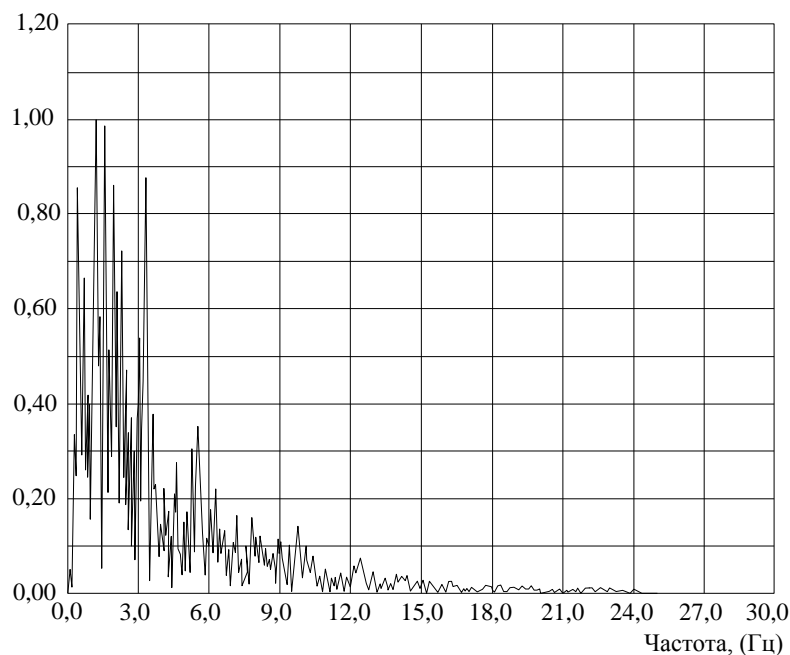
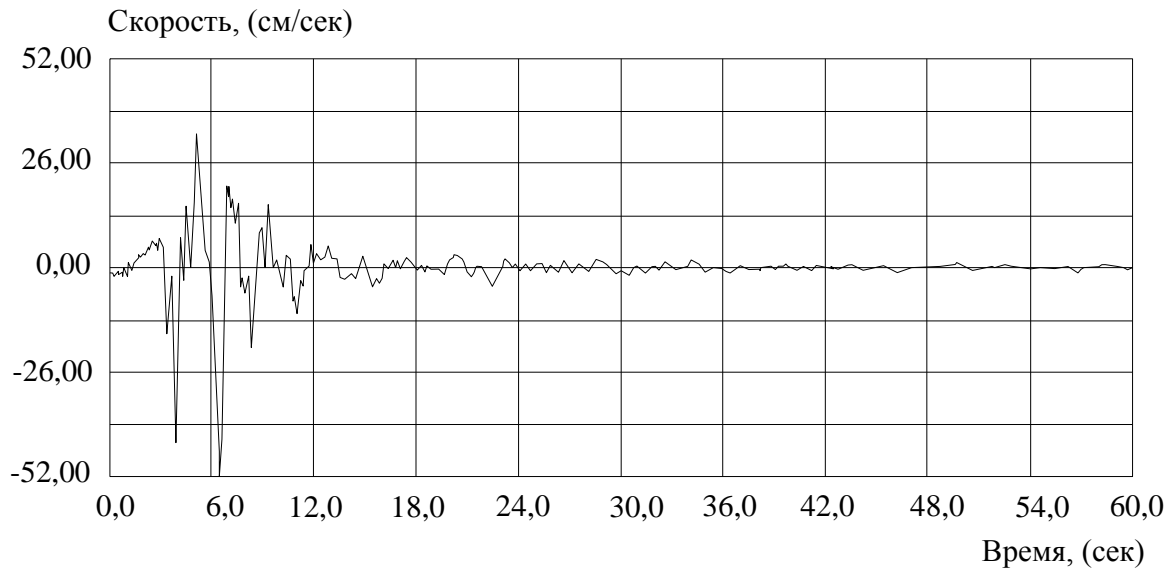


Рисунок Г.18 – Масштабированная акселерограмма землетрясения Northridge и её амплитудный спектр Фурье

График скорости грунта, (см/сек)



Максимальное значение скорости 51.93 см/сек

Время 6.50 сек

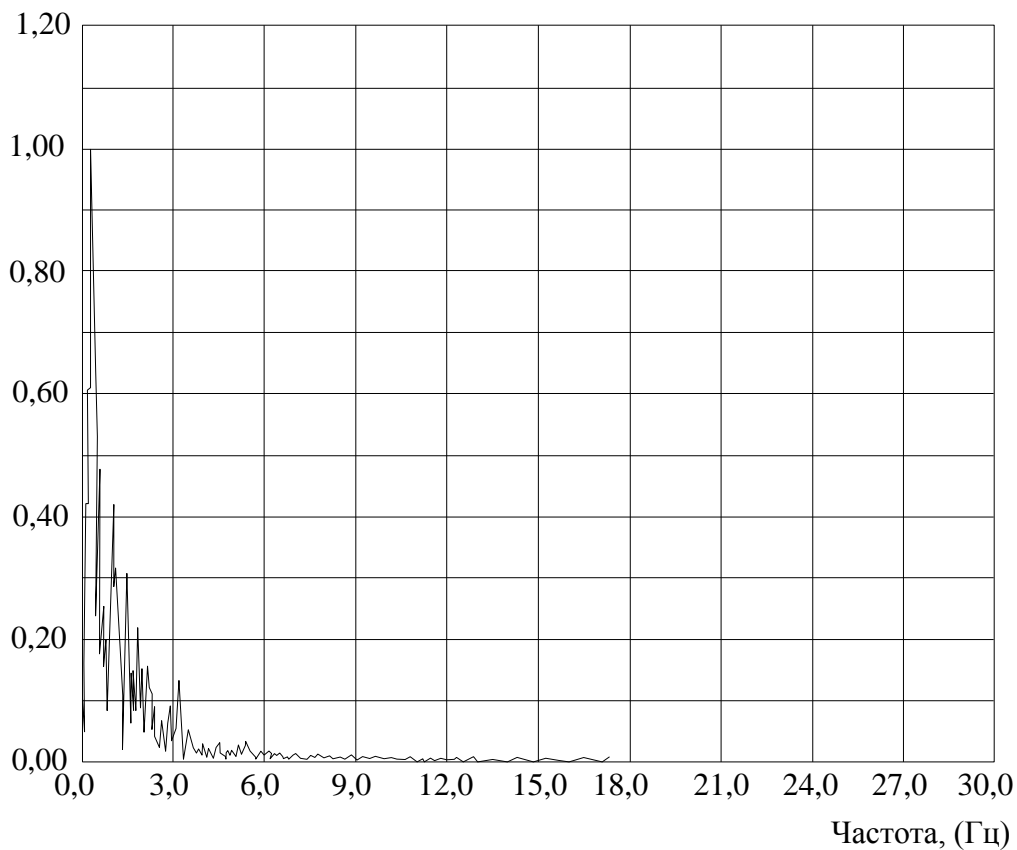
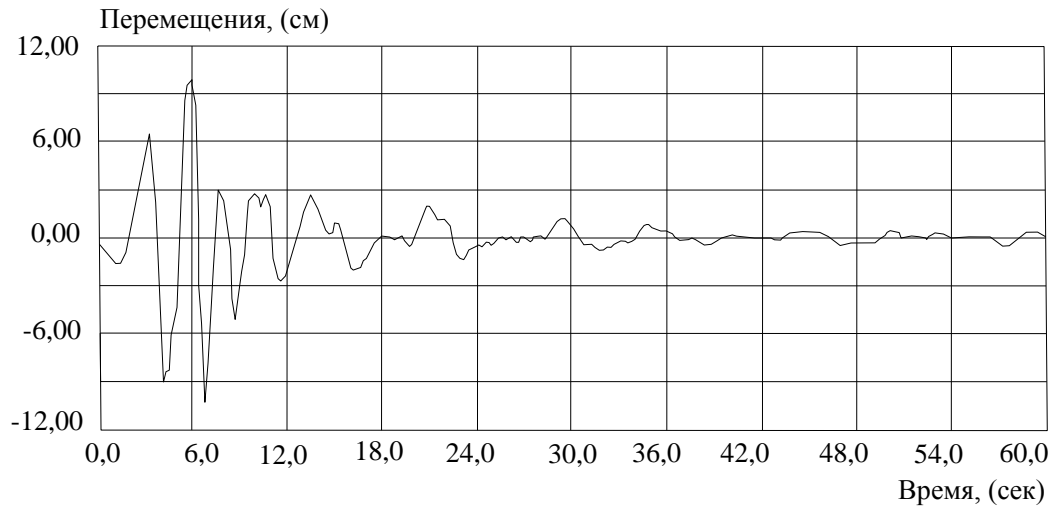


Рисунок Г.19 – Велосиграмма и её амплитудный спектр Фурье при воздействии землетрясения Northridge

График перемещений грунта, (см)



Максимальное значение перемещения 10.27 см
 Время 6.78 сек

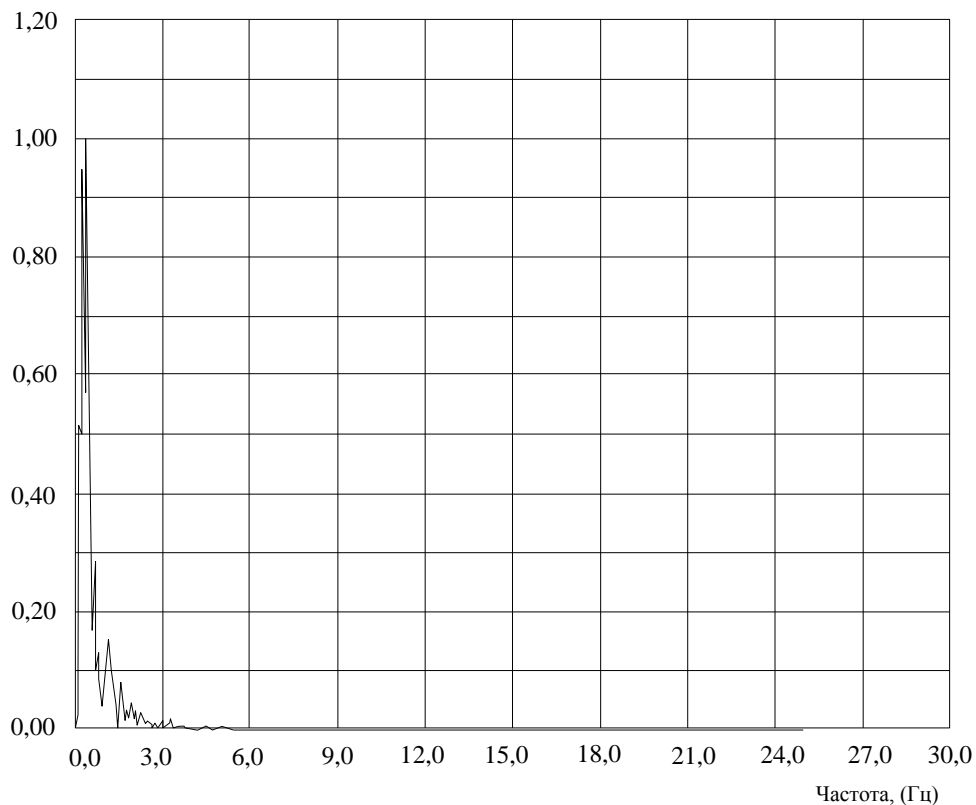


Рисунок Г.20 – Функция перемещений грунта и амплитудный спектр Фурье при воздействии землетрясения Northridge

Амплитудные спектры Фурье позволяют определить доминирующие гармоники землетрясений, что позволяет на предварительном этапе расчёта оценить каким образом надо изменить конструкцию, чтобы она в меньшей мере реагировала на возможное землетрясение.

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

(информационное)

Пример построения спектров относительных перемещений с использованием основной формы колебаний

Д.1 Для построения коэффициента относительных перемещений, необходимо вычислить спектр относительных перемещений $\Delta S_D(T_1, T_2)$ и спектр перемещений $S_D(T_1)$ для системы 1, полагая, что $T_1 > T_2$ (Рисунок Д.1).

Д.2 Коэффициент относительных перемещений, как было отмечено выше, определяется по формуле:

$$r_D = \frac{\Delta S_D(T_1, T_2)}{S_D(T_1)} \quad (\text{Д.1})$$

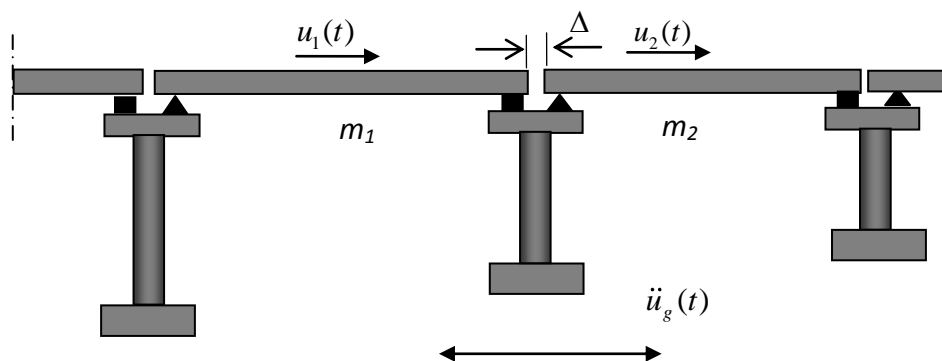
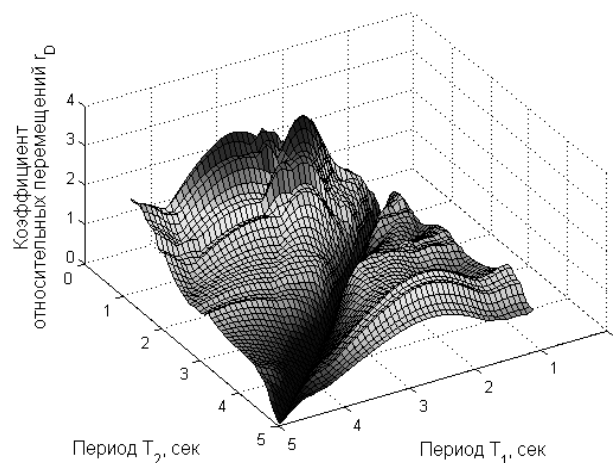


Рисунок Д.1 - Схема смежных пролётных строений

Д.3 На Рисунке Д.2 показаны значения коэффициента относительных перемещений r_D , вычисленных по формуле (Д.1).



**Рисунке Д.2 - График коэффициента относительных перемещений r_D ,
землетрясения El Centro при $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.05$, $r_G = 1$**

Д.4 На Рисунке Д.3 представлен график зависимости коэффициента r_D от нормализованной разности периодов собственных колебаний пролётных строений $\Delta T / T_1$ при воздействии землетрясения El Centro.

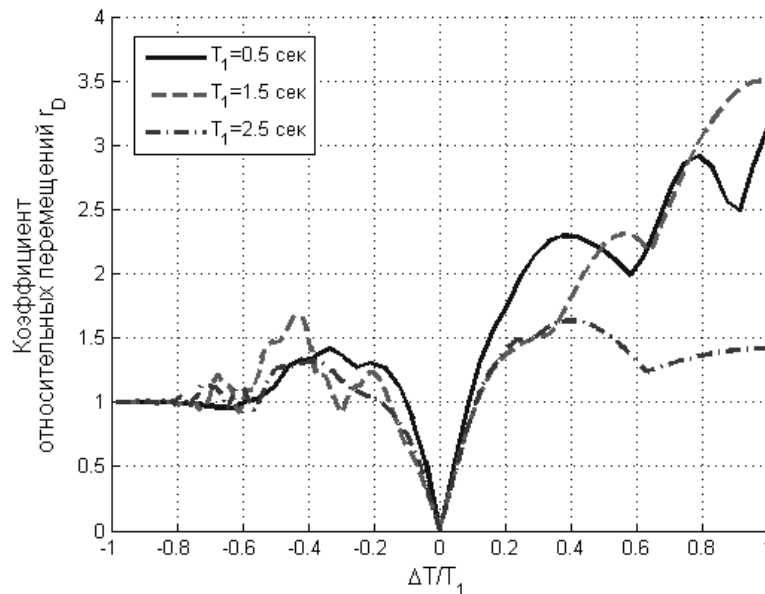


Рисунок Д.3 - График коэффициента зависимости относительных перемещений r_D , от разности периодов собственных колебаний пролётных строений $\Delta T / T_1$ при землетрясении El Centro, при $\zeta_1 = \zeta_2 = 0.05$, $r_G = 1$

Д.5 При значениях $\Delta T / T_1 = 0$, параметр r_D равен нулю, и увеличивается при увеличении или уменьшении нормализованной разности $\Delta T / T_1$. Если предположить, что $T_1 > T_2$, то спектр максимальных перемещений $S_D(T_1)$ в большинстве случаев будет больше $S_D(T_2)$. Таким образом, выражение (Д.1) показывает увеличение или уменьшение относительных перемещений по сравнению с большим значением относительных перемещений двух систем.

БИБЛИОГРАФИЯ

- [1] The Seismic Design Handbook, Farzad Naeim, Zhonghi Shi; Kluwer Academic Publishers, Springer, 2001.
- [2] Newmark, N.M. and Hall, W.J., “Earthquake Spectra and Design,” Eathquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1982.
- [3] Suehiro K. A seismic analyze and the records obtained therein. Bulletein of the Eathquake Research Institute-Univercity of Tokyo 1926; 1:59-64.
- [4] Nazzal S. Armoutti, PH.D., P.E. Earthquake Engineering Theory and Implementation US, 2008.
- [5] Robert Ivan Skinner. An introduction to seismic isolation. John Wiley & Sons 64.
- [6] Dynamic Isolation System, Force Control Bearings for Bridges – Seismic isolation Design Rev. 4, Lafayette, CA, Otc. 1994.
- [7] Mostghel N. and Khodaverdian, M. (1987) “Response sliding structures to earthquake support motion”. Earthquake Engineering and structural dynamics, vil. 11,729-748.
- [8] AASHTO (1991) “Guide specification for seismic isolation design”, American Association of State Highway and Transport Officials, Washington DC.
- [9] Курбацкий Е.Н. Сейсмоизолирующие устройства для мостов – Москва, 2010.

УДК 924.94.014:699.841

МКС 93.040

Ключевые слова: очаг землетрясения, сейсмостойкость мостов, предельные состояния, ущерб, несущая способность, податливость, локальная податливость, конструирования, спектр реакций, расчет, моделирование, демпфирования, пластический шарнир, динамический анализ, прочность, устойчивость, армирование, опоры, фундаменты, опорные части, сейсмоизоляторы, эластомерные опорные части, техническое обслуживания.

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 08-02.1-2013
СЕЙСМИКАҒА ТӨЗІМДІ КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ.
2-БӨЛІМ. КӨПРЛЕР.
СЕЙСМИКАЛЫҚ ОҚШАУЛАЙТЫН ҚҰРЫЛҒЫЛАРЫ БАР
КӨПРЛЕРДІ ЖОБАЛАУ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21

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 08-02.1-2013

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ. ЧАСТЬ 2.
МОСТЫ. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ
С СЕЙСМОИЗОЛИРУЮЩИМИ УСТРОЙСТВАМИ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21