



**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ**

**КЫРГЫЗСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
СТРОИТЕЛЬСТВА, ТРАНСПОРТА И АРХИТЕКТУРЫ
им. Н.ИСАНОВА**

**На правах рукописи
УДК 699.841+624.27+575.21/.25(043.3)**

Курманбек уулу Нурлан

**СЕЙСМОСТОЙКОСТЬ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ
В РЕГИОНАЛЬНЫХ УСЛОВИЯХ КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ**

**05.23.11 – проектирование и строительство дорог, метрополитенов,
аэродромов, мостов и транспортных тоннелей**

**Диссертация
на соискание ученой степени кандидата технических наук**

**Научный руководитель:
кандидат технических наук, доцент
М.Ч.Апсеметов**

Бишкек 2018



ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
ГЛАВА 1. ИНЖЕНЕРНЫЙ АНАЛИЗ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ СООРУЖЕНИЙ НА ДОРОГАХ.....	8
1.1. Землетрясения и причины их возникновения.....	8
1.2. Анализ воздействий землетрясений на сейсмостойкость зданий и сооружений	13
1.3. Анализ исследований сейсмостойкости мостов, а также других зданий и сооружений	31
1.4. Сейсмичность территории Кыргызской Республики.....	44
1.5. Сейсмоизоляция балочных мостов.....	49
1.6. Заключение по главе 1.....	53
ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ИСКУССТВЕННОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ НА ФУНДАМЕНТ БАЛОЧНОГО МОСТА.....	54
2.1. Расчет оснований и фундаментов с учетом сейсмических воздействий ..	54
2.2. Моделирование воздействия грунта на фундамент балочного моста при землетрясениях	56
2.3. Сейсмический расчет опоры фундамента балочного моста с сейсмоизолирующими грунтами	69
2.4. Сейсмоизоляция фундаментов балочных мостов из местных грунтовых материалов.....	78
2.5. Заключение по главе 2	82
ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ИСКУССТВЕННОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ НА ФУНДАМЕНТ БАЛОЧНОГО МОСТА.....	83
3.1. Явления, происходящие в грунтах при динамических воздействиях.....	83
3.2. Экспериментальные исследования влияния сейсмического воздействия на фундамент балочного моста при взрыве на ГЭС Камбар-Ата-2.....	85
3.3. Проведение эксперимента на моделях опор на искусственном и естественном основаниях.....	101
3.4. Заключение по главе 3.....	110



ГЛАВА 4. КОНСТРУКЦИИ СЕЙСМОИЗОЛЯЦИИ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ С ИСКУССТВЕННЫМ ОСНОВАНИЕМ....	111
4.1. Влияние искусственного основания на сейсмостойкость подземного перехода по улице Киевской возле ошского рынка.....	111
4.2. Применение искусственного основания при строительстве пешеходного моста ч. р. Коргон-Сай в пгт Кок-Джангак Джалал-Абадской области	119
4.3. Конструкция фундамента для уменьшения касательных напряжений по периметру подошвы.....	124
4.4. Применение искусственного основания при строительстве отрезка автомобильной дороги на слабых грунтах по улице Б.Алыкулова в городе Бишкек.....	126
4.5. Заключение по главе 4.....	132
ВЫВОДЫ	133
ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ.....	135
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.....	136
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. КОМПЬЮТЕРНЫЙ РАСЧЕТ БАЛОЧНОГО МОСТА	
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. РАСЧЕТ ЭКОНОМИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ	
ПРИЛОЖЕНИЯ 3 - 5. АКТЫ ВНЕДРЕНИЯ	
ПРИЛОЖЕНИЕ 6. ФОТОМАТЕРИАЛЫ ЭКСПЕРИМЕНТОВ	



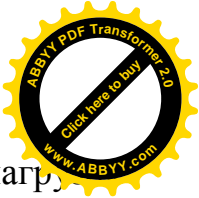
ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертации. Кыргызстан расположен в самом центре Центральной Азии и граничит с Казахстаном, Узбекистаном, Таджикистаном и Китаем.

Автомобильный транспорт - основной транспорт, связывающий эти государства. В общем объеме межгосударственных перевозок доля автомобильных перевозок составляет более 85 %. Основные трассы, связывающие Китай со странами Европы, проходят по территории Кыргызстана – по Великому Шелковому пути /23, 27/.

Качественное проектирование и строительство автомобильных дорог, в том числе мостов и других искусственных сооружений, играет важную роль для развития экономики и обороноспособности в условиях горного рельефа республики. Стоит задача проектирования и строительства больших чисел инженерно-транспортных сооружений на дорогах, преимущественно мостов балочных систем малых, средних и больших пролетов. Главными несущими элементами пролетных строений простейших балочных мостов служат балки-прогоны, перекрывающие пролет моста и поддерживающие проезжую часть моста с тротуарами и перилами /13/. Мосты, путепроводы, эстакады, виадуки имеют исключительно важное народнохозяйственное значение. Недопустим даже временный выход из строя этих сооружений при землетрясениях.

Территория Кыргызской Республики находится в горной местности и почти все ее районы относятся к сейсмически опасным с близкими возможными очагами землетрясений. В этих местах мосты могут разрушаться от действия и вертикальных составляющих колебания грунта при землетрясениях /55, 56/. В подобных случаях обычно разрушаются опоры, опорные части и пролетные строения. Создание сейсмостойких конструкций мостов и защита их от землетрясений уменьшает человеческие жертвы и материальный ущерб. Разработка конструкций сейсмостойких мостов, которые снизили бы сейсмические воздействия в горизонтальном и вертикальном



направлениях, и исследования их при воздействии сейсмических нагрузок является **актуальной проблемой**.

Связь темы диссертации с крупными научными программами.

Данная работа выполнена по плановым научно-исследовательским тематикам НИИ «Сейсмостойкое строительство» КГУСТА им. Н.Исанова: «Сейсмостойкость транспортных сооружений» и «Проектирование мостовых сооружений для условий горных районов Кыргызской Республики».

Цель и задачи исследования. Целью диссертационной работы является повышение сейсмостойкости балочных мостов, при воздействии сейсмических нагрузок на основание и фундамент.

Для достижения поставленной цели в работе решались следующие **задачи исследования:**

- теоретическое исследование работы балочного моста с сейсмоизолирующим искусственным основанием при воздействии сейсмических нагрузок;
- натурное экспериментальное исследование колебания балочного моста при взрыве для создания естественной плотины ГЭСа Камбар-Ата-2;
- экспериментальное исследование работы модели фундамента и опор моста с сейсмоизолирующим искусственным основанием при прохождении подвижного состава по железной дороге, имитирующий сейсмическое воздействие;
- разработка конструкции фундамента балочных мостов на искусственных основаниях;
- разработка методов расчета фундаментов опор балочного моста с сейсмоизолирующим искусственным основанием на воздействие сейсмических нагрузок.

Методы исследования. При теоретическом исследовании рассмотрен вопрос определения сейсмической силы на опору с учетом отражения и преломления сейсмических волн, также математическая модель «грунт – фундамент» и влияние на колебания фундамента грунтов с различными



жесткостями. Грунт рассматривается в виде пружины с затуханием, фундамент с опорой и пролетным строением – жесткого тела; экспериментальные исследования колебания модели опоры балочного моста с сейсмоизолирующими устройствами в основании фундамента на динамическое воздействия подвижного состава.

Натурное экспериментальное исследование колебания фундамента опор железобетонного моста проводилось при взрыве для создания естественной плотины вблизи моста.

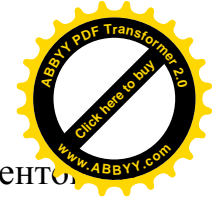
При экспериментальном исследовании моделей фундаментов опор сейсмическое воздействие моделировалось подвижным составом, проходящего рядом по железной дороге.

Научная новизна работы:

- разработана и предложена конструкция фундамента балочных мостов на искусственных основаниях;
- разработана методика расчета фундаментов опор балочного моста с сейсмоизолирующим искусственным основанием на воздействие сейсмических нагрузок;
- предложены упрощенные формулы расчета и графические схемы для инженерных задач по подбору жесткостей грунтов искусственного основания.

Практическая значимость полученных результатов:

- позволила возводить фундаменты опор балочных мостов на слабых грунтах с использованием искусственного основания;
- уменьшить расчетную сейсмическую силу в 2 раза, тем самым снизить расчетную сейсмичность площадки строительства на 1 балл;
- уменьшить глубину сжатой зоны основания под фундамент балочных мостов и дорог;
- результаты исследований внедрены при строительстве пешеходного балочного моста через реку Коргон-Сай в пгт Кок-Джангак Джалал-Абадской области, подземного перехода по улице Киевской возле ошского рынка и улицы



имени Б. Алыкулова в городе Бишкек, а также в учебный процесс студентов профилей «Автомобильные дороги и аэродромы», «Строительство железных дорог» и «Мосты и транспортные тоннели» КГУСТА им. Н. Исанова.

Экономическая значимость полученных результатов. При строительстве вышеуказанных сооружений экономический эффект от снижения сейсмического воздействия на фундамент с опорой составил 15-20 %.

Основные положения диссертации, выносимые на защиту:

- результаты теоретических исследований работы фундамента балочного моста с сейсмоизолирующим искусственным основанием на воздействие сейсмических нагрузок;
- результаты экспериментальных исследований работы модели опор фундаментов моста с сейсмоизолирующим искусственным основанием на воздействие сейсмических нагрузок;
- методика расчета по определению собственных частот опор на искусственных основаниях;
- конструкции фундаментов опор балочных мостов на искусственных многослойных основаниях.

Личный вклад соискателя:

- обзор литературных источников и анализ других исследований;
- экспериментальные исследования работы моделей опор моста на искусственных и естественных основаниях при сейсмическом воздействии;
- разработка конструкций фундаментов с искусственным основанием при проектировании балочных мостов.

Апробация результатов диссертации.

Основные положения данной диссертационной работы докладывались на следующих международных, республиканских научно-технических и научно-практических конференциях:

- ежегодных научно-технических конференциях профессорско-преподавательского состава и студентов КГУСТА и КРСУ 2009-2017 гг.;



- Международной конференции по проблеме «Экспертиза и управление недвижимостью», КРСУ, 2009 г.;
- 7-м казахстанско-китайском международном симпозиуме «Прогноз землетрясений, оценка сейсмической опасности и сейсмического риска в Центральной Азии» (Алматы, 2010 г.);
- международной научно-практической конференции «Инновация в области строительства транспортных сооружений: становление, проблемы, перспективы» (Бишкек, 2016г.);
- I международной научно-практической конференции по «Сейсмостойкому строительству» (Бишкек, 2016г.).

Полнота отражения результатов диссертации в публикациях.

Материалы диссертации опубликованы в 15 научных работах, в том числе 1 монография, из них 9 научных статей опубликованы в изданиях РИНЦ.

Структура и объем диссертации. Диссертационная работа состоит из введения, 4 глав, основных выводов и приложений. Текстовая часть изложена на 147 страницах машинописного текста, содержит 50 рисунков, 8 таблиц и список литературы из 128 наименований, в том числе 4 на иностранных языках.

Автор выражает глубокую благодарность к.т.н., доценту М.Ч.Апсеметову и коллективам кафедры «Автомобильные и железные дороги, мосты и тоннели» и Научно-исследовательского института «Сейсмостойкое строительство» за оказание помощи при выполнении настоящей работы.



ГЛАВА 1

ИНЖЕНЕРНЫЙ АНАЛИЗ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ СООРУЖЕНИЙ НА ДОРОГАХ

1.1. Землетрясения и причины их возникновения

В недрах нашей планеты непрерывно происходят внутренние процессы, изменяющие облик Земли. Чаще всего эти изменения медленные, постепенные. Точные измерения показывают, что одни участки земной поверхности поднимаются, другие опускаются. Не остаются постоянными даже расстояния между континентами. Иногда внутренние процессы протекают бурно и грозная стихия землетрясений превращает в развалины города, опустошает целые районы /56/.

Под угрозой землетрясений находятся обширные территории, многие густонаселенные области и даже целые страны, например Япония, Кыргызская Республика и др. Наибольшая опасность землетрясений заключается в их неожиданности и неотвратимости. Однако научные достижения последних лет открывают реальные возможности не только предсказывать землетрясения, но и влиять на их ход.

Землетрясение - это подземные толчки и колебания земной коры, вызываемые чаще всего (в 95 % случаев) тектонической деятельностью. Согласно используемой в мире 12-балльной шкалы землетрясения интенсивностью 6-7 баллов и выше приводят к возникновению опасности для здоровья и жизни людей. Людские потери и материальный ущерб при землетрясениях обусловлены прежде всего степенью разрушения зданий и сооружений в том числе и мостов.

Районами наиболее вероятных катастрофических землетрясений (8 баллов и выше в границах бывшего СССР) являются юго-запад Молдовы, территория Кавказа, Прибайкалье, Камчатка, Курильские острова, Центральная Азия, а территория Кыргызстана полностью относится к сейсмически опасным районам.

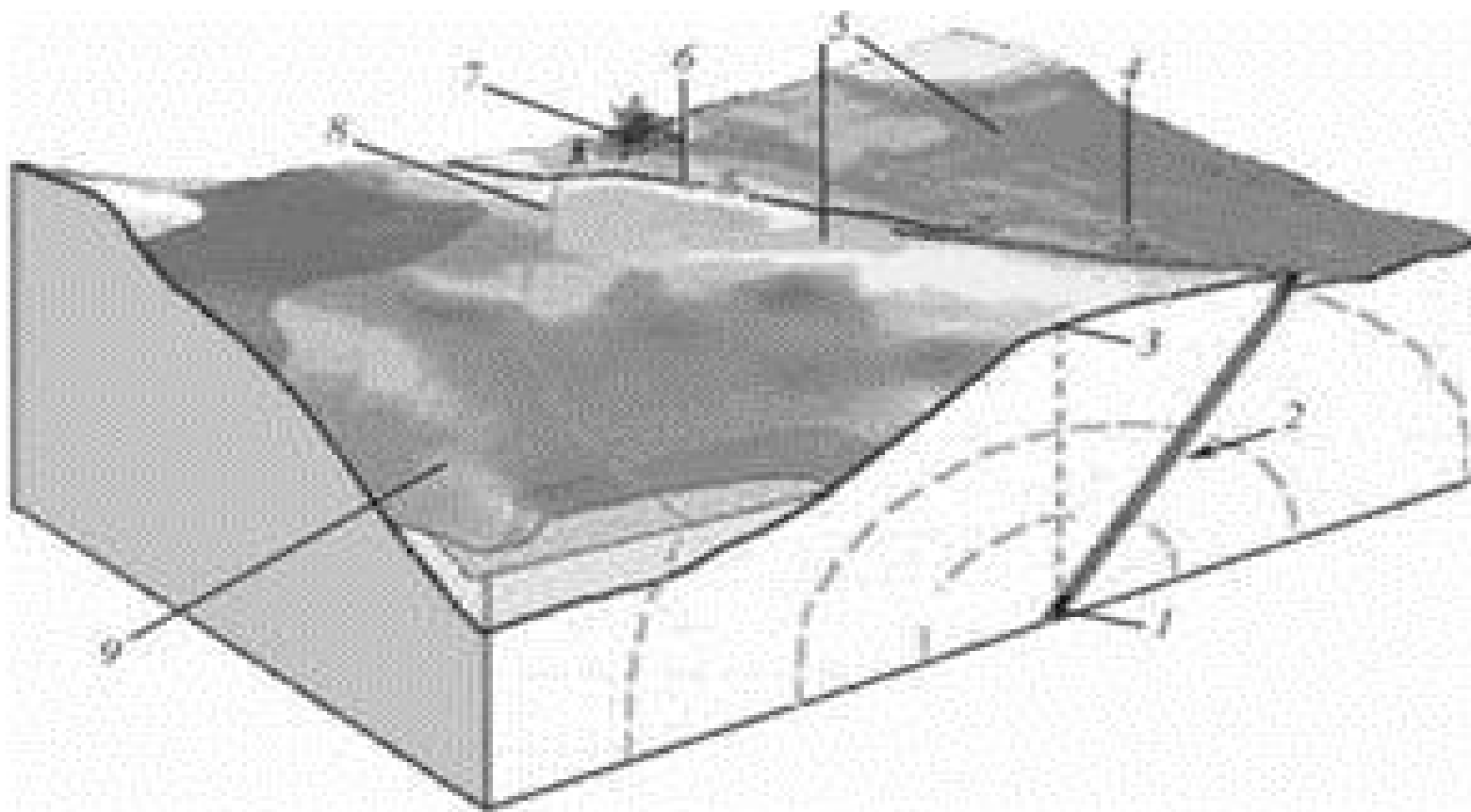
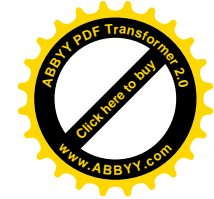
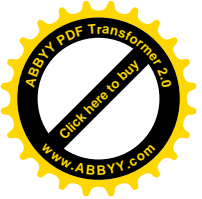


Рис. 1.1. Схема распространения землетрясения и его последствия:

- 1 - гипоцентр; 2 - разлом; 3 - эпицентр; 4 - участок разжижения грунта;
5 - оползни и обвалы; 6 - разрывы; 7 - территория разрушения, пожары, паники;
8 - зона сотрясения; 9 - цунами



Сотрясения и смещения земной поверхности иногда бывают настолько сильными, что деформируются, например, земляное полотно автомобильных и железных дорог и разрушаются современные здания и сооружения.

Наука о землетрясениях, сейсмология, хотя и молода, но сделала серьезные успехи в познании объекта своего исследования. Имена А.П. Орлова, И.В. Мушкетова, К.И. Богдановича, В.Н. Вебера, Б.Б. Голицина, Г.А.Гамбурцева, С.В. Медведева, Ю.В. Ризниченко – яркие опорные точки на кривой роста отечественной и мировой сейсмологии.

Ценою усилий нескольких поколений исследователей специалисты теперь неплохо представляют, что происходит при землетрясении и как оно проявляется на поверхности Земли. Но ведь поверхностные явления – это результат того, что происходит в недрах. И основное внимание специалистов теперь сосредоточено на познании глубинных процессов в недрах Земли, процессов, приводящих к землетрясению, его сопровождающих и за ним следующих.

Теория землетрясений как геофизического процесса еще только разрабатывается. Хотя в исследованиях такого рода ныне широко используется физическое и математическое моделирование, познание различных природных феноменов, связанных с землетрясениями, в значительной мере основывается на наблюдениях на земной поверхности.

Научная геология (ее становление относится к XVIII в.) сделала правильные выводы о том, что сотрясаются главным образом молодые участки земной коры. Во второй половине XIX в. уже была выбрана общая теория, согласно которой земная кора была подразделена на древние стабильные щиты и молодые, подвижные горные сооружения. Выяснилось, что молодые горные системы – Альпы, Пиренеи, Карпаты, Гималаи, Анды – подвержены сильным землетрясением, в то время как древние щиты (к ним относится Чешский массив) являются областями где сильные землетрясения отсутствуют.



К числу наиболее употребительных сейсмологических терминов, связанных с понятием «землетрясение», можно отнести следующие: очаг, гипоцентр, эпицентр, магнитуда, балл.

Под очагом тектонического землетрясения понимается замкнутый объем земного вещества, в котором достаточно короткого, до 1-3 минут, времени произошли разрушения. Как правило, в области очага происходит смещение (подвижка) одной части объема относительно другой. Место, в котором начинается подвижка, именуется гипоцентром.

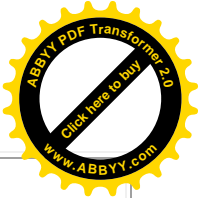
Именно с этой точки начинается процесс генерации сейсмических волн, которые могут привести к разрушениям за пределами очага. Проекция гипоцентра по вертикали на земную поверхность получила название эпицентра.

Понятие балла характеризует интенсивность сотрясения в точке наблюдения. В СНГ и ряде Европейских стран с 1964 года используется 12-бальная шкала MSK – 64 /59/. Следует отметить, что сейсмологи в баллах зачастую характеризуют саму силу землетрясения в очаге. Однако в газетных сообщениях встречается регулярно. Как правило, это касается шкалы Рихтера, в которой используется безразмерная величина магнитуды M землетрясения, пропорциональная логарифму выделенной в очаге энергии. Путаница возникла в связи с двумя обстоятельствами: 1) магнитуды известных до сих пор землетрясения не превышает 9 единиц (в каталогах есть только M (max) равна 8,9), то есть магнитуда численно близка к значениям баллов сотрясений; 2) мы привыкли к тому, что любой параметр имеет размерность (метры, килограммы, градусы), а ведь логарифмы любых параметров всегда безразмерны. Поэтому, если в печати появляется сообщения типа «землетрясение имело 7 баллов по шкале Рихтера», то в действительности это означает, что магнитуда землетрясения $M=7$. А ощущаться в разных пунктах оно может силой 10 баллов, 8 баллов, 5 баллов - это зависит от расстояния до очага. Таким образом если бальность зависит от расстояния до очага, то магнитуда – не зависит.



Таблица 1.1 - Инженерные характеристики проявления землетрясений

Балл	Сила землетрясения	Краткая характеристика землетрясения
1	Незаметное	Отмечается только сейсмическими приборами
2	Очень слабое	Ощущается отдельными людьми, находящимися в состоянии полного покоя
3	Слабое	Ощущается лишь небольшой частью населения
4	Умеренное	Распознается по мелкому дребезжанию и колебанию предметов, посуды, оконных стекол, скрипу дверей и стен
5	Довольно сильное	Общее сотрясение зданий, колебание мебели. Трещины в оконных стеклах и штукатурке. Пробуждение спящих
6	Сильное	Ощущается всеми. Падают со стен картины, откалываются куски штукатурки. Легкое повреждение зданий
7	Очень сильное	Трещины в стенах каменных домов. Антисейсмические, а также деревянные постройки остаются невредимыми
8	Разрушительное	Трещины на крутых склонах и на сырой почве. Памятники сдвигаются с места или опрокидываются. Строения сильно повреждаются
9	Опустошительное	Сильное повреждение и разрушение каменных домов
10	Уничтожающее	Крупные трещины в почве. Оползни и обвалы. Разрушение каменных построек. Искривление ж/д рельсов
11	Катастрофическое	Широкие трещины в земле. Многочисленные оползни



Балл	Сила землетрясения	Краткая характеристика землетрясения
		и обвалы. Каменные дома совершенно разрушаются
12	Сильно катастрофическое	Изменения в почве достигают огромных размеров. Многочисленные трещины, обвалы и оползни. Возникновение водопадов, подпруд на озерах, отклонение течения рек. Ни одно сооружение не выдерживает

1.2. Анализ воздействий землетрясений на сейсмостойкость зданий и сооружений

Многочисленные землетрясения происходят по планете, а человек так до конца и не понял их причин, не научился точно их предсказывать. В течении только одного года на Земле происходит до миллиона землетрясений, большинство из которых отмечают лишь ученые да чуткие приборы.

К тому же большая часть такой активности приходится на океаническое дно. Сила землетрясений оценивается по некоторым специальным шкалам, самой известной из которых является шкала магнитуда Рихтера.

Однако людей больше интересует не сила землетрясений, а связанные с нею последствия, в том числе и человеческие жертвы.

Рассмотрим **10 самых известных и разрушительных в истории человечества землетрясений**, отметив географическую и геологическую связь некоторых из них.

1. В 1556 году состоялось самое разрушительное землетрясение в истории человечества, названное Великим китайским землетрясением.

Оно произошло 23 января 1556 года в провинции Шэньси. Историки полагают, что стихийное бедствие унесло жизни около 830 тысяч человек, больше чем любое другое аналогичное событие.



Рис. 1.2. Разрушение зданий и сооружений в Китае

Некоторые районы Шэньси обезлюдели полностью, а в остальных погибло более половины людей. Столь огромное количество жертв объяснялось тем, что большая часть жителей обитало в лёссовых пещерах, которые при первых толчках сразу же обрушились либо впоследствии были затоплены селевыми потоками. Согласно современных оценок этому землетрясению присвоили категорию в 11 баллов. Один из очевидцев предупреждал своих потомков о том, что с началом бедствия не стоит стремглав устремляться на улицу: "Когда птичье гнездо падает с дерева, яйца зачастую остаются невредимыми". Такие слова являются свидетельством того, что много людей погибло при попытке покинуть жилища. О разрушительности землетрясения свидетельствуют древние стелы Сианя, собранные в местном музее Бэйлинь. Многие из них осыпались или потрескались. Во время катаклизма находящаяся тут Пагода диких гусей устояла, однако ее фундамент просел на 1,6 метра.

2. Второе по силе землетрясение также произошло в Китае. 28 июля 1976 года в провинции Хэбэй состоялось Таншанское землетрясение.

Его магнитуда составила 8,2, что позволяет считать событие крупнейшей природной катастрофой века. Официальное число погибших составило 242419 человек. Однако, скорее всего цифра была занижена властями КНР в 3-4 раза. Подозрение это базируется на том факте, что по китайским документам сила землетрясения указывается лишь в 7,8 баллов.



Рис. 1.3. Таншанское землетрясение в Китае в 1976-году

Таншань был практически сразу разрушен мощными толчками, эпицентр которых находился на глубине в 22 км под городом. Разрушению подверглись даже Тяньцзинь и Пекин, который находится на расстоянии в 140 километров от эпицентра. Последствия катастрофы были ужасными - 5,3 миллионов домов оказались разрушенными и поврежденными до такой степени, что в них оказалось невозможным жить. Количество жертв увеличилось благодаря последующей серии толчков до 7,1 баллов. Сегодня в центре Таншаня находится стела, которая напоминает об ужасной катастрофе, существует и информационный центр, посвященный тем событиям. Он является своеобразным музеем по этой тематике, единственным в Китае.

3. Третьим, а по некоторым оценкам и вторым по силе, является подводное землетрясение в Индийском океане, состоявшееся 26 декабря 2004 года.

Оно стало причиной цунами, которые и нанесли основную часть ущерба. Ученые оценивают магнитуду землетрясения от 9,1 до 9,3.



Рис. 1.4. Образование цунами при подводном землетрясении

Эпицентр находился под водой, к северу от острова Симёлуэ что на северо-запад от индонезийской Суматры. Огромные волны достигли берегов Таиланда, юга Индии и Индонезии. Тогда высота волн достигла 15 метров. Огромным разрушениям и жертвам подверглись многие территории, в том числе и в Порт-Элизабет, ЮАР, что в 6900 км от эпицентра. Точное число жертв неизвестно, однако оно оценивается от 225 до 300 тысяч человек. Истинную цифру уже подсчитать не удастся, так как множество тел было просто унесено водой в море. Любопытно, но за несколько часов до прихода цунами многие животные чутко отреагировали на грядущую катастрофу - они покинули прибрежные зоны, перебравшись на возвышенности.

4. Землетрясение в Алеппо, также именуемое Халебским землетрясением, произошло в 1138 году, его пик пришелся на 11 октября на провинцию Халеб.



Рис. 1.5. Разрушение зданий в Алеппо Халебским землетрясением в 1138-году

Один из самых мощных катаклизмов в истории человечества принес около 230 тысяч погибших. Катастрофа проходила в несколько этапов, охватив территории севера Сирии, юго-запада Турции, нынешних Ирана и Азербайджана. Спустя почти год, 30 сентября 1139 года мощный удар природы повторился в районе современного города Гянджа в Азербайджане. Первые удары состоялись 17 сентября 1138 года, тогда вершина горы Кяпаз обрушилась в ущелье реки Агсу. На месте запруды образовалось озеро Гёйгёль, ныне оно в Азербайджане. Следующий удар, 11 октября, напрямую затронул город Алеппо - крупный и многолюдный город еще с античных времен. Он геологически располагался вдоль системы географических разломов, которые разделяют аравийскую и африканскую тектонические плиты. Их постоянное взаимодействие и стало причиной землетрясения. Ибн-аль-Каланиси, летописец

Дамаска точно указал его дату, указав к тому же и число жертв - более тысяч человек. Такие масштабы разрушений и жертв шокировали современников, в том числе и рыцарей-крестоносцев из Европы. Тогда в северо-западной ее части мало какой город мог похвастаться населением в 10 тысяч человек. А вот на территории бывшей Византии и арабских эмиратов многолюдные города диковинкой не были (Константинополь, Александрия, Алеппо, Антиохия). Население Алеппо смогло восстановится лишь к началу XIX столетия, когда оно снова достигло отметки в 200 тысяч горожан. Однако город продолжали преследовать несчастья - в 1822 году было еще одно землетрясение, в 1827 году тут прошла чума, а спустя 5 лет - холера.

5. В 2010 году разрушительное землетрясение произошло на Гаити. 12 января в 22 км от столицы, Порт-о-Пренса, на глубине в 13 км начались мощные толчки.

Главный из них имел магнитуду в 7 баллов, после чего было зарегистрировано множество более мелких, в том числе и 15 с магнитудой более 5. Это землетрясение стало результатом движений земной коры и контакта Карибской и Североамериканской литосферных плит.



Рис. 1.6. Разрушительное землетрясение на Гаити в 2010-году

Такое сильно землетрясение здесь уже было, в 1751 году, однако число жертв было не таким большим. В 2010 же году только по официальным данным погибло 222570 человек, получило ранение около 311 тысяч. Материальный ущерб стране оценили в 5,6 миллиардов долларов. Стихия разрушила в Порт-о-Пренсе тысячи жилых домов, город остался без больниц.

В итоге без крова осталось около 3 миллионов человек. Были разрушены Национальный дворец, здания Министерств финансов, связи, культуры, общественных работ. Исчез и кафедральный собор. Наибольший удар пришелся на столицу страны с населением в 2,5 миллиона человек. Остальные же районы Гаити пострадали незначительно.

6. Землетрясение в Дамгане произошло на территории нынешнего Ирана в 856 году. Сила удара составила магнитудой 7,9. В результате образовалась 320-километровая расщелина.

Тогда город Дамган являлся столицей Ирана. 22 декабря стихия унесла около 200 тысяч человек, а магнитуда удара составила 8.



Рис. 1.7. Разрушение жилых домов при сильных землетрясениях

Землетрясение стало одним из звеньев цепочки таковых, получив название Алпид. В итоге этой серии возник и горный хребет с одноименным названием, который находится в центре одной из наиболее опасных сейсмических зон планеты.

Имена она послужила причиной 17% крупнейших мировых землетрясений и 6% от общего числа таковы на планете. Дамган находится неподалеку от Ардабила, о котором речь пойдет позже, это совпадение неслучайно.

7. 16 декабря 1920 года в китайской провинции Ганьсу состоялось разрушительное землетрясение по шкале Рихтера магнитудой 8,6.

Эксперты оценивают схожесть событий с Великим китайским землетрясением. Как тогда, большое число жертв было вызвано особенностями грунта, вызвавшего лессовые оползни и обвалы. Под ними оказались целые поселки, а общее число жертв составило от 180 до 240 тысяч человек. При этом не менее 20 тысяч человек погибло от холода, от которого им попросту некуда было укрыться.



Рис. 1.8. Землетрясение в китайской провинции Ганьсу в 1920-году

8. Другое знаменитое землетрясение на территории Ирана произошло в 893 году в Ардебиле.



Рис. 1.9. Сильное землетрясение на территории Ирана

Эта местность располагается на северо-западе страны, неподалеку от Каспийского моря. Подробностей трагедии до нас дошло мало, однако сейсмологи утверждают, что тогда погибло не менее 150 тысяч человек. Катастрофа имеет сходные признаки своего возникновения с трагедией в Дамгане, более слабые толчки не прекращаются здесь и поныне.

9. Японию не зря считают опасной сейсмической зоной - 1 сентября 1923 года здесь произошло Великое землетрясение Канто с магнитудой в 8.3.

Свое название бедствие получило по названию провинции, которая и получала основную часть ущерба. Также принято именовать землетрясение Токийским или Йокогамским, так как оно практически полностью разрушило эти города. По своим масштабам это явление стало самым разрушительным за всю историю страны.

Эпицентр землетрясения находился в 90 км юго-западнее Токио, морском дне. С 1 сентября в течении двух суток произошло 356 подземных толчков. Изменения в морском дне вызвали 12 метровые цунами, которые полностью уничтожили прибрежные поселки. В 65 километрах от эпицентра находилась Йокогама, в которой было разрушено более 20% всех зданий. Начались пожары, которые усиливались под действием ветра. В порту горел разлитый бензин, пламя там поднималось на высоту до 60 метров. Почти все средства по борьбе с пожарами погибли при первых же толчках. На железной дороге между Токио и Йокогамой стихия скрутила рельсы, что стало причиной схода с них поезда.

В Токио зданий было разрушено чуть меньше, но и тут не обошлось без пожаров. Люди пытались выбираться на открытые места, но это могло становиться ловушкой. Так, на одной из площадей столицы 40 тысяч человек задохнулось, когда стали гореть ближайšie дома. Водные линии Токио были разрушены, а пожарная техника не могла проехать до места назначения.

Пожар завершил работу землетрясения - в городе было уничтожено около половины строений. В итоге землетрясение затронуло площадь в 56 тысяч квадратных километров. Помимо Токио и Йокогамы был практически уничтожен город Ёкосуко и 8 менее крупных.



Рис. 1.10. Великое землетрясение Канто в Японии в 1923-году



Официально заявлялось о 174 тысячах погибших, без крова оставлено свыше миллиона японцев, всего же в той или иной степени пострадало около 4 миллионов человек. Материальный ущерб стране оценивался в два ее годовых бюджета, рассматривался даже вариант переноса столицы из Токио.

10. Замыкает десятку Ашхабадское землетрясение, произошедшее в ночь с 5 на 6 октября 1948 года в Туркменистане.

В эпицентре сила толчком составляла 9-10 баллов, а магнитуда составила 7.3. Удары начались на небольшой глубине в 10-12 км, очаг был линейно вытянут вдоль подножия Копет-Дага и простирался на 40 километров. Основной урон принесли два мощных толчка, последовавших с интервалом в 5-8 секунд. Сила первого была около 8 баллов, второй же стал еще мощнее - 9 баллов. Ближе к утру состоялся и третий мощный толчок в 7-8 баллов. Толчки с затухающей амплитудой повторялись еще 4 дня. Стихия разрушила 90-98% всех зданий в Ашхабаде. По разным оценкам от 50 до 66% населения города погибло, а ведь это до 100 тысяч человек! очевидцы называют цифру и в 150 тысяч. В Советском союзе официальные СМИ сообщали о трагедии крайне скупно. Говорилось лишь о том, что "землетрясение повлекло за собой человеческие жертвы", но настоящие масштабы замалчивались. В прессе так и не появились цифры о количестве погибших. Большое их количество связано как со временем землетрясения, так и с особенностями архитектуры - в Ашхабаде было множество зданий с плоскими крышами. Чтобы разобрать завалы и спасти уцелевших, бороться с последствиями катастрофы, в город были даже введены 4 военные дивизии.

Разрушительные землетрясения в начале XXI века

Афганистан. 2002 год. В марте 2002 года два мощных землетрясения прокатились по северу Афганистана. Магнитуда подземных толчков превышала 7. Жертвами стихии стали около двух тысяч человек, еще около 20 тысяч афганцев остались без крова.

Первое после четырех лет затишья землетрясение на севере Афганистана было зафиксировано 3 марта 2002 года около 15:00 по московскому времени.



Магнитуда подземных толчков составляла 7,2. Колебания почвы ощущались обширной территории - от Таджикистана до Индии. Эпицентр находился на афгано-пакистанской границе в горах Гиндукуша. Тогда погибли более 100 человек, еще десятки пропали без вести. Помощь пострадавшим оказывали представители World Food Program, находящиеся в тот момент в Кабуле. Вертолеты, которые ранее использовались для доставки гуманитарных грузов, были направлены в две наиболее пострадавшие деревни на севере провинции Саманган.

Спустя 22 дня 25 марта 2002 года на Афганистан снова обрушилась стихия. Подземные толчки магнитудой от 6,5 до 7 были зафиксированы на северо-востоке страны. Эпицентр землетрясения находился в 50 километрах юго-восточнее города Кундуз. На этот раз стихия унесла жизни около полутора тысяч человек, ранены были более четырех тысяч человек, до основания разрушены около полутора тысяч зданий. Наиболее пострадала провинция Баглан. Город Нахрин был полностью разрушен. К спасательной операции были привлечены силы МЧС России. Еще несколько дней подземные толчки ощущались в Кабуле, в Мазари-Шарифе, а также в пакистанском городе Пешавар и Таджикистане.

Иран. 2003 год. 26 декабря 2003 года в 5:26 по местному времени юго-восток Ирана сотрясло глубокое разрушительное землетрясение. Стихия полностью разрушила древний город Бам. Жертвами землетрясения стали несколько десятков тысяч человек.

Эпицентр подземных толчков, магнитудой от 6,7 до 5, был зафиксирован на юго-востоке Ирана в нескольких десятках километров от крупного города Бам. Власти страны в срочном порядке обратились к мировому сообществу с просьбой о помощи. На призыв откликнулось более 60 стран, 44 из них послали персонал для помощи в преодолении последствий катастрофы. В спасательной операции участвовала и Россия.

Уже в первые часы после землетрясения было ясно, что стихия мало кого пощадила – число жертв шло на десятки тысяч. По официальным данным



погибло 35 тысяч человек, но позже Министр здравоохранения Ирана сообщил о 70 тысячах жертв. Кроме того Бам был практически стерт с лица земли - разрушены до 90% зданий, многие из которых были глиняными. В итоге правительство Ирана приняло решение не восстанавливать древний город, а отстроить на его месте новый.

Индонезия. 2004 год. 26 декабря 2004 года в 07:58 по местному времени в Индийском океане произошло одно из самых разрушительных землетрясений в современной истории. Магнитуда подземных толчков достигала 9,3. Вслед за ним Индонезию, Шри-Ланку, юг Индии, Таиланд и еще 14 стран накрыло цунами. Волна разрушала все на своем пути. Жертвами стихии стали до 300 тысяч человек.

Ровно через год с точностью до часа после землетрясения в иранском Баме подземные точки ощутили жители Индонезии. Эпицентр землетрясения на этот раз находился в Индийском океане, к северу от острова индонезийского острова Симёлуэ, расположенного возле северо-западного берега индонезийского острова Суматра. Землетрясение, которое стало третьим по силе землетрясение за всю историю наблюдения, спровоцировало волны высотой до 30 метров. Они уже через 15 минут достигли берегов ближайших стран, до самых отдаленных уголков Индийского океана цунами добралось спустя семь часов. Многие государства были не готовы к такому удару стихии - большинство прибрежных зон было застигнуто врасплох. Люди выходили на побережье, чтобы собрать рыбу, которая внезапно оказалась на суше, или полюбоваться на необычное природное явление, - это было последнее, что они видели.

Стихия убила сотни тысяч человек. Точное количество погибших до сих пор не установлено – оно колеблется от 235 тысяч человек до 300 тысяч, десятки тысяч пропали без вести, более миллиона человек остались без домов. Тысячи туристов из разных уголков планеты, решившие отметить рождественские и новогодние праздники в Индийском океане, так и не вернулись домой.



Пакистан. 2005 год. 8 октября 2005 года в 8:50 по местному времени мощное землетрясение было зафиксировано в Пакистане. Магнитуда подземных толчков составляла 7,6. По официальным данным, погибли более 74 тысячи человек, том числе 17 тысяч детей, еще около трех миллионов пакистанцев остались без крыши над головой.

Эпицентр землетрясения располагался в пакистанском регионе Кашмира, в 95 километрах от Исламабада. Очаг подземных толчков залегал на глубине 10 километров. Землетрясение ощутили жители нескольких стран. Стихия вызвала крупные разрушения в северо-восточном Пакистане, Афганистане и в северной Индии. Множество деревень были разрушены до основания. На сегодняшний день землетрясение в Кашмире является самым тяжёлым в Южной Азии за последние 100 лет.

Помощь в ликвидации последствий разгула стихии Пакистану предложили несколько государств. Международные и неправительственные организации оказали помощь в форме денег, продовольствия и медицинского оборудования. Особую поддержку Пакистану оказала Куба, выславшая в зону бедствия около тысячи врачей в первые дни после трагедии.

Точное количество жертв землетрясения до сих пор неизвестно. По данным властей в октябре 2005-го погибли 84 тысячи человек, однако по неподтверждённой информации стихия унесла жизни до 200 тысяч человек.

Китай. 2008 год. 12 мая 2008 года в 14:28 по пекинскому времени в китайской провинции Сычуань произошло землетрясение магнитудой 8. Стихия унесла жизни около 70 тысяч человек, еще 18 тысяч пропали без вести.

Эпицентр землетрясения был зафиксирован в 75 километрах от столицы провинции Сычуань города Чэнду, очаг подземных толчков залегал на глубине 19 километров. После основного землетрясения последовали свыше десяти тысяч повторных подземных толчков. Отголоски землетрясения дошли и до Пекина, который находился на расстоянии полутора тысяч километров от эпицентра. Также подземные толчки почувствовали жители Индии, Пакистана, Таиланда, Вьетнама, Бангладеш, Непала, Монголии и России.



По официальным данным жертвами разгула стихии стали более 69 тысяч человек, 18 тысяч числятся пропавшими без вести, 370 тысяч получили травмы, без крова остались пять миллионов китайцев. Сычуаньское землетрясение стало вторым по силе в современной истории Китая, на первом месте - Таншаньское, произошедшее в 1976 году и унесшее около 250 тысяч жизней.

Гаити. 2010 год. 12 января 2010 года в 16:53 по местному времени островное государство Гаити сотрясло мощное землетрясение. Магнитуда подземных толчков достигала 7. Стихия полностью разрушила столицу Порт-о-Пренс. Число погибших превысило 200 тысяч человек.

После первого землетрясения на Гаити было зарегистрировано множество повторных толчков, из них 15 с магнитудой более 5. Эпицентр землетрясения находился в 22 километрах к юго-западу от столицы островного государства, очаг залегал на глубине 13 километров. Позже геологические службы объяснили, что Землетрясение на Гаити стало результатом движения земной коры в зоне контакта Карибской и Северо-Американской литосферных плит.

Власти 37 стран, включая Россию, послали на Гаити спасателей, медиков и гуманитарную помощь. Однако международная спасательная операция затруднялась тем, что аэропорт не справлялся с большим количеством прибывающих самолётов, в нём также не хватало горючего для их дозаправки. СМИ заявляли, что выжившие после землетрясения массово умирали от острой нехватки чистой воды, продовольствия, лекарств и медицинской помощи.

По официальным данным стихия унесла жизни более 222 тысяч человек, еще около 311 тысяч пострадали, более 800 человек числятся пропавшими без вести. В Порт-о-Пренсе стихия разрушила несколько тысяч жилых домов и практически все больницы, без крыши над головой осталось около трех миллионов человек.

Япония. 2011 год. 11 марта 2011 года в 14:46 по местному времени у восточного побережья острова Хонсю в Японии произошло мощное землетрясение. Магнитуда подземных толчков достигала 9,1. Стихия унесла жизни число 15870 человек, еще 2846 числятся пропавшими без вести.



Эпицентр подземных толчков находился в 373 километрах к северо-востоку от Токио, очаг залегал в тихом океане на глубине 32 километров. После основного толчка магнитудой 9,0 последовала серия афтершоков, всего их было более 400. Землетрясение вызвало цунами, которое распространилось по всему Тихому океану, волна дошла и до России.

По официальным данным, число погибших в результате землетрясения и цунами в 12 префектурах Японии составляет 15870 человек, еще 2846 человек числятся пропавшими без вести, более шести тысяч человек пострадали. Разгул стихии привел к аварии на АЭС "Фукусима-1".

Землетрясение и цунами вывели из строя внешние средства электроснабжения и резервные дизельные генераторы, это привело к поломке всех систем нормального и аварийного охлаждения, что в свою очередь послужило причиной расплавления активной зоны реакторов на трех энергоблоках.

"Фукусима-1" была официально закрыта в декабре 2013 года. На территории атомной электростанции по сей день продолжают работы по ликвидации последствий аварии. По оценкам экспертов, приведение объекта в стабильное состояние может занять до 40 лет.

Самые сильные землетрясения в Кыргызской Республике за последние 10 лет

По данным Института сейсмологии Национальной академии наук (НАН КР), в республике ежегодно происходит 3,5 тысячи малых и средних землетрясений, и связано это с тем, что Кыргызстан входит в число сейсмоопасных зон планеты. Наиболее сейсмически активны два региона страны: район Алайской впадины — Ошская, Баткенская области и северо-восточная часть Иссык-Кульской впадины около села Тюп. В республике сложно спрогнозировать землетрясение на краткосрочный период.

За последние десять лет в КР произошло несколько сильных землетрясений, которые повлекли разрушения и в некоторых случаях гибель людей. Пострадавшие от землетрясения дома в селе Арпа-Тектир.



Землетрясение на юге **26 декабря 2006** года, Кочкорский район Нарынской области Так, в 02.00 в этом районе произошло землетрясение магнитудой 6,6 по шкале Рихтера. В Бишкеке колебания почвы ощущались в пределах 4,5 балла. Тогда было полностью разрушено 10 домов. Еще 518 жилых строений разрушились частично. Волна докатилась до города Балыкчи, в котором частично разрушились 12 жилых домов.

5 октября 2008 года, село Нура Алайского района Ошской области та ночь стала роковой для южного села Нура. Тогда об этом поселении на юге Кыргызстана узнал весь мир. В 21.52 по местному времени подземные толчки силой 8 баллов по шкале Рихтера унесли жизни 75 человек, из которых 42 оказались детьми. Было разрушено 144 здания. В больницы попали 93 ребенка и 49 взрослых. Землетрясение также ощущалось в Таджикистане, Узбекистане и Китае.

14 февраля 2011 года, село Нура Алайского района Ошской области Через три года в Нуре снова проснулись силы природы, человеческих и материальных потерь не было. Сила землетрясения составила 5 баллов по шкале МСК-64, эпицентр находился в 10 километрах от села. 20 июля 2011 года, село Кан Кадамджайского района Баткенской области. Два подземных толчка силой 8 баллов по 12-балльной шкале MSK-64 не дали спокойно спать в ту ночь жителям четырех стран. Они были зафиксированы на юге страны — в Баткенской области. Эпицентр землетрясения находился юго-восточнее поселка Кан (Советский) Баткенской области, рядом с границей с Узбекистаном. Толчки ощущались также в Таджикистане и южных областях Казахстана. Самый большой ущерб понес Узбекистан, где, по оценкам МЧС, погибли 13 человек, 86 гражданам была оказана первая медицинская помощь. В КР же зафиксировали частичное разрушение 83 зданий по Кадамджайскому району.

28 января 2013 года, Тюпский район Иссык-Кульской области Тогда трясло сразу несколько районов. Сила толчков достигла 6,5 балла по шкале MSK-64, эпицентр находился в Казахстане, в 100 километрах от Чолпон-Аты. В



Тюпском районе пострадало 103 жилых дома. Тогда на компенсацию последствий землетрясения было выделено 303 миллиона сомов.

14 ноября 2014 года, поселок Каджи-Сай Тонского района Иссык-Кульской области. По данным МЧС, эпицентр землетрясения силой 7 баллов зарегистрировали в 07.24 в 17 километрах северо-восточнее поселка Каджи-Сай и в 60 километрах от села Тон. Второй толчок зафиксировали в 08.09. Очаг стихии находился в 5 километрах от села Каджи-Сай и в 16 километрах от села Тон. Сила толчка достигла четырех баллов. По области были зафиксированы трещины в домах и зданиях социального значения. Погибших, по данным МЧС, нет. Пострадавшим отправили гуманитарный груз, собранный жителями республики и органами местного самоуправления.

17 ноября 2015 года, По данным Европейского средиземного сейсмологического центра EMSC, эпицентр землетрясения располагался в Кыргызстане — в 45 километрах к востоку от Ош, 42 километрах к юго-востоку от Узгена, 272 — к юго-западу от Бишкека, 73 — к юго-востоку от Джалал-Абада. По координатам это почти Кара-Кульджа. Земля проснулась в 23.29 по бишкекскому времени. Магнитуда землетрясения в эпицентре составляла 5,9, глубина — 10 километров. После происшествия Комиссия по гражданской защите Ошской области обследовала 3 381 жилой дом, из них разрушения I степени зафиксированы в 897 домах, II — 1 401, III — 856 и IV — 227. 570 домов признаны аварийными в селах Ошской области. По официальной информации, жертв вследствие землетрясения нет.

По прогнозам ИС НАН КР, в долгосрочной перспективе Кыргызстан ожидает несколько землетрясений. В "пользу" этого говорят толчки, произошедшие три недели назад в Афганистане и Пакистане. Тогда жертвами стихии мощностью 7,5 балла стали более 1,5 тысячи человек. Весеннее землетрясение в Непале унесло более 3 тысяч человеческих жизней. Из-за произошедших землетрясений у нас тоже наблюдается активизация. Такие сильные сотрясения земной коры вряд ли повторятся, но в Кыргызстане пик

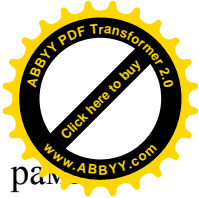


ождается в 2018-2020 годах. В среднем сила толчков будет равна 6-7 баллов /128/.

1.3. Анализ исследований сейсмостойкости мостов, а также других зданий и сооружений

В 20-х годах XX века в СССР началось освоение новых районов Закавказья и Центральной Азии, характеризующихся высокой сейсмической активностью. Это обстоятельство необходимо было учитывать при проектировании инженерных, в том числе и железнодорожных сооружений, для чего требовалось прежде всего установить с достаточной достоверностью величины сейсмических нагрузок, а также выяснить характер поведения сооружений при землетрясениях. Однако обеспечению сейсмостойкости сооружений не уделялось должного внимания.

Между тем в мире тогда произошло несколько катастрофических землетрясений, унесших сотни тысяч человеческих жизней и вызвавших огромные разрушения. Только во время Токийского землетрясения 1923 г. погибло более 150 000 человек. Это привлекло внимание к проблеме сейсмостойкости сооружений, в том числе и транспортных объектов, как за рубежом, так и в нашей стране. Поскольку восстановление земляного полотна и верхнего строения пути осуществлялось сравнительно быстро, основной заботой стало обеспечение сейсмостойкости мостов и тоннелей, разрушения которых во время землетрясений приводили к изоляции пострадавших районов и большим трудностям в оказании им необходимой помощи. основоположниками теории сейсмостойкости стали японские специалисты. Первые разработки по этой проблеме были выполнены в 1900—1901 гг. **профессором Омори**. Считая, что все сооружения перемещаются вместе с основанием как жесткое тело, он не учитывал собственные колебания системы и полагал, что сейсмические нагрузки прикладываются к сооружению статически. Поэтому теория Омори получила название статической. Недостатки ее стали очевидными уже после анализа последствий Токийского землетрясения; на основе этого анализа профессора **Мононобе и Сюэхиро**



пытались разработать динамическую теорию сейсмостойкости, в рамках которой можно было учитывать колебания самого сооружения /75, 126/.

В 20-х годах вопросами теории сейсмостойкости в целях обеспечения надежности и долговечности строящихся и реконструируемых мостов Закавказской железной дороги занялся выпускник Петербургского института инженеров путей сообщения **К. С. Завриев**. Он проанализировал исследования японских ученых и показал, что Мононобе при выводе формулы для расчета сейсмических нагрузок не учел свободные колебания системы, что привело к необоснованному снижению расчетных нагрузок в два раза и, следовательно, к неправильным результатам /55, 56/.

Выяснив слабые стороны статической теории сейсмостойкости, К. С. Завриев разработал динамическую теорию, учитывающую деформации и свободные колебания конструкций. Основы этой теории изложены в его труде «Расчет инженерных сооружений на сейсмостойкость» (1928). В дальнейшем он интенсивно работал над развитием динамических методов расчета и полученные результаты опубликовал в книгах: «Сейсмостойкость инженерных сооружений» (1931), «Основы теории сейсмостойкости» (1933), «О теории сейсмостойкости и технических условиях» (1933), «Расчет гибких сооружений на сейсмостойкость» (1934). Его работы печатались и в таких солидных зарубежных журналах, как «Bauingenieur» (1934) и «Beton und Eisen» (1937). К разработке динамической теории сейсмостойкости К. С. Завриев привлекал своих учеников, в том числе А. Г. Назарова, в будущем академика. Результаты их исследований нашли отражение в книге «Теория сейсмостойкости» (1937).

Под руководством К. С. Завриева сформировалась научная школа сейсмостойкого строительства (**Ш. Г. Напетваридзе, Э. А. Сехниашвили, Г. Н. Карцивадзе, Ш. А. Джабуа, А. Л. Чураян, Ан. А. Лосаберидзе, Г. Н. Чачава и другие**), получившая признание в научном мире. К. С. Завриев был избран директором Международной ассоциации по сейсмостойкому строительству. Упомянутые работы К. С. Завриева и его учеников нашли практическое применение. Под его руководством было спроектировано и



построено несколько арочных мостов на Закавказской железной дороге. показали обследования, эти мосты и ныне удовлетворяют требованиям сейсмостойкого строительства /55, 56, 58, 69/.

Однако при весьма ограниченной информации о характере землетрясений и отсутствии опытного материала динамическую теорию нельзя было широко использовать в практических расчетах.

Кроме того, эта теория, как и статическая, не могла еще в то время учесть взаимодействия сооружения с основанием и их пластические свойства. Между тем, как отмечали В. О. Цшохер и В. А. Быховский, «фундамент является как бы источником волн, посылаемых навстречу колеблющейся почве, чем уменьшаются элементы движения колебательного процесса земной коры и еще больше усложняются законы ее движения». В связи с этим продолжали использовать для расчетов статическую теорию сейсмостойкости. Одновременно велись поиски усовершенствования ее с учетом требований, вытекающих из динамической теории /56/.

В странах бывшего СССР эти поиски были обусловлены рядом разрушительных землетрясений (1920 г. — Горийское, 1926 г. — Наманганское, 1927 г. — Ленинанканское и Крымское, 1948 г. — Ашхабадское), а также строительством в 1927—1930 гг. Туркестано-Сибирской магистрали в зоне, подверженной сейсмическому воздействию.

В исследованиях по теории сейсмостойкости, выполненных в эти годы, значительное внимание уделялось строительству искусственных сооружений. Наблюдаемые повреждения мостов и тоннелей при землетрясениях и технические правила их сооружения изложены в трудах **В. О. Цшохера**, **В. А. Быховского**, **Н. Н. Ботвинкина**, **А. А. Гельфера** и других специалистов. Было установлено, что основной причиной повреждения мостов являются горизонтальные сейсмические силы. Упомянутые технические правила включали, в частности, требование простоты конструкции, рекомендовали применять балочные и рамные мосты, ограничивали высоту деревянных мостов 12 метрами. Особое внимание уделялось проектированию опорных частей и

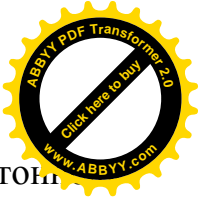


тщательному омоноличиванию опор. Эти требования не потеряли актуальности и до настоящего времени. С учетом результатов выполненных исследований был составлен ряд нормативных документов; в 1930 г. появились первые нормы Стройкома Казахской ССР для строителей Турксиба, в 1931 г. — технические условия проектирования и постройки в сейсмических районах Закавказья гражданских и искусственных сооружений; в технических условиях были впервые учтены динамические свойства конструкции введением коэффициента динамичности в формулу сейсмических сил. В 1933 г. выпущены «Временные технические условия проектирования и возведения гражданских сооружений в сейсмических районах Казахстана» /100, 101/.

В середине 30-х годов встал вопрос о создании единых норм антисейсмического строительства вместо временных технических условий, действовавших в отдельных республиках. В качестве таких норм в 1939 г. вышла инструкция Наркомстроя по расчету и проектированию сооружений в сейсмических районах.

Что касается сейсмостойкости транспортных тоннелей, то в силу относительно небольшого объема строительства их в рассматриваемый период материал по обследованию таких сооружений весьма ограничен. В происшедших землетрясениях — Горийском, Ленинканском и Крымском — повреждения тоннелей произошли только в первом случае: в районе станции Гори Закавказской железной дороги наблюдались мелкие трещины в порталной части тоннеля и небольшое сползание откосов вблизи портала.

В то же время за рубежом, где строилось много тоннелей, имели место многочисленные повреждения их при землетрясениях. Так, 1 сентября 1923 г. при Токийском землетрясении силой 9,5 балла получили повреждения 150 железнодорожных, автодорожных и пешеходных тоннелей. На примыкающих к Токио семи железнодорожных линиях подверглось деформации вплоть до разрушения 82 из 116 тоннелей. В Андах (Чили) при землетрясении 6 апреля 1943 г. повреждены 10 железнодорожных и автодорожных тоннелей. Наиболее характерными были трещины в сводах и на боковых стенах тоннелей, а также в



порталах, и, кроме того, деформации, связанные с изменением формы тоннеля или портала и смещением их осей.

Лишь в послевоенные годы в связи с развитием строительства в сейсмических районах, занимающих около 30 % территории СССР, усилилось внимание к вопросам сейсмостойкого строительства тоннелей и анализу повреждений их при сейсмических воздействиях.

1918—1919 гг. основные научные исследования в области мостостроения велись под руководством Технического комитета НКПС, а также Главного комитета государственных сооружений ВСНХ. К работе в этих комитетах были привлечены крупные ученые и специалисты, в том числе Г. П. Передерий, Е. О. Патон, Н. С. Стрелецкий, И. П. Прокофьев, И. М. Рабинович, С. А. Бернштейн, Е. Е. Гибшман, П. А. Велихов, К. А. Оппенгейм /126/.

В 1919 — начале 1920-х годов в Москве, Петрограде и Киеве были созданы первые мостоиспытательные станции, которые занимались изучением статического и динамического воздействий железнодорожной нагрузки на мосты; Московской станцией руководил профессор Н. С. Стрелецкий, Петроградской — Н. М. Беляев и Киевской — Е. О. Патон /128/.

Накопленный отечественными мостостроителями опыт восстановления мостов, разрушенных в годы первой мировой и гражданской войн, был обобщен в книгах Е. О. Патона «Руководство по восстановлению разрушенных железнодорожных мостов» (3 тома, 1921—1925 гг.) и в вышедшей в 1932 г. монографии В. А. Гастева «Восстановление мостов». Принципы и методика обследований и испытаний мостов, порядок пользования испытательными приборами и аппаратурой, а также обработки полученных результатов описаны в книге В. К. Качурина и В. И. Крыжановского «Обследование мостов» (1932).

Важные работы, направленные на совершенствование проектирования и строительства мостовых сооружений, были выполнены в транспортных вузах. В механической лаборатории ЛИИПСа проводились испытания различных способов сварки арматуры железобетонных мостов, изучались причины образования трещин в металле эксплуатируемых пролетных строений. В



механической лаборатории МИИТа выполнялись исследования мостов пролетных строений старых железнодорожных мостов /126/.

Профессором И. П. Прокофьевым были разработаны принципы расчета мостовых опор глубокого заложения, положенные в основу норм проектирования. Вопросы строительства регуляционных сооружений для защиты опор мостов от размыва и повреждений рассмотрены в трудах профессора А. М. Фролова. В 30-х годах начали внедрять новые типы сборных железобетонных конструкций пролетных строений и мостовых опор, изготавливаемых на строительных базах /127/.

Результаты научных исследований получили отражение в монографиях и учебниках. В 1923 г. вышел учебник «Железобетонные мосты» профессора Г. П. Передерия. В том же году опубликованы его работы «Мосты малых отверстий», а в 1931 г. — «Сборные железобетонные мосты». Ранее при изучении курса мостов рассматривали конструктивные решения отдельных элементов и узлов. В указанных выше работах автор изложил новые принципы построения курса мостов, основанные на критическом анализе сооружения в целом, оценке прочности, долговечности, поведения при эксплуатации и внешнего вида сооружения. Эти принципы, направленные на получение наиболее рациональных решений при проектировании мостовых конструкций, получили признание и стали методической "основой подготовки инженеров-мостостроителей в высшей школе.

Выполненные исследования в области разводных мостов были освещены в монографиях Н. С. Стрелецкого «Разводные мосты» (1923) и Г. К. Евграфова «Курс разводных мостов» (1933).

Появление новых видов подвижного состава и результаты исследований воздействия нагрузки на мосты, проведенных мостостанциями, Мостовым бюро, отдельными специалистами, привели к разработке и введению новых расчетных нагрузок.

При этом было учтено динамическое воздействие подвижного состава на мосты, даны указания по расчету металлических мостов на выносливость.



Особое внимание было уделено разработке метода оценки грузоподъемности металлических пролетных строений, спроектированных по нормам конца XIX — начала XX века. В 1923 г. по поручению НТК НКПС Московская испытательная станция под руководством профессора П. А. Велихова провела обследование Сызранского моста через Волгу. В результате выполненной работы были выявлены возможности пропуска более мощных паровозов по мостовым переходам. В 30-х годах ученые и инженеры-мостовики предложили классификацию грузоподъемности пролетных строений и методику, позволяющие получить объективную оценку несущей способности конструкций и выявить имеющиеся в них запасы прочности. Это дало возможность избежать замены более 600 пролетных строений и тем самым сэкономить свыше 300 тыс. т металла и около 400 млн. руб /128/.

Новым направлением в мостостроении явилось применение сварки для соединения элементов пролетных строений. Первую сварочную лабораторию организовал академик В. П. Вологдин еще в 1925 г. в Дальневосточном государственном университете. Опытные работы по внедрению сварки применительно к мостам были проведены инженером Г. А. Николаевым в Центральном научно-исследовательском институте транспортного строительства НКПС.

В 1931 г. на одном из мостов Западной железной дороги установили сварное пролетное строение длиной 19,8 м, имевшее главные балки со сплошной стенкой; через год на Карининской дороге применили цельносварное решетчатое пролетное строение. Комбинированное клепано-сварное пролетное строение длиной 22,8 м со сплошностенчатыми главными балками смонтировали в 1934 г. мостостроители на Ярославской дороге.

В 1932—1933 гг. при участии Е. О. Патона была изготовлена серия железнодорожных сварных пролетных строений длиной до 23 м. В 1935 г. на железной дороге имени В. В. Куйбышева использовали крупнейшее по тому времени цельносварное пролетное строение длиной 45 м. Однако применение цельносварных конструкций носило еще экспериментальный характер. Они



были внедрены лишь в 1938 г. профессором Г. П. Передернем реконструкции моста Лейтенанта Шмидта через Неву в Ленинграде. Для широкого использования сварки в мостостроении требовались крупномасштабные исследования, но они проводились уже в послевоенное время в созданном в 1946 г. Научно-исследовательском институте мостов при ЛИИЖТе /127/.

В годы предвоенных пятилеток сотрудники кафедры «Мосты» ЛИИЖТа принимали участие в проектировании и испытаниях железнодорожных мостов; эти работы проводились созданной в 1932 г.

Проектно-изыскательской конторой НКПС (позднее «Лентрансмостпроект»). Тесная связь ученых с проектными и строительными организациями способствовала повышению качества подготовки специалистов и развитию научной школы в области мостостроения.

Итак, здания и сооружения в обширных районах планеты находятся на своеобразных виброплатформах, которые в определенный момент могут заколебаться. Какие меры следует принимать, чтобы оградить их от пагубных последствий этих колебаний?

Проблемы сейсмостойкого строительства, пожалуй, наиболее сложные для современной технической цивилизации. Трудности обусловлены тем, что заранее, “авансом”, необходимо принимать меры против события, разрушительную силу которого невозможно рассчитать. Отдельные землетрясения имеют случайный характер. Последующее землетрясение в той или иной степени отличается от предыдущего. Поэтому подход специалистов к решению проблем сейсмостойкости сооружений в значительной мере умозрительный, теоретический, основывающийся на весьма идеализированных предположениях. Разумеется, в нынешнем веке, и особенно в последнее время, было проведено много важных исследований.

Однако до сих пор землетрясения остаются единственной надежной проверкой как геологических и сейсмологических постулатов, так и принятых методов расчета конструкций на сейсмостойкость.



Первый метод расчета сейсмостойких конструкций был разработан в начале нашего столетия в Японии. Его создателя Омори побудили к этому ужасные последствия землетрясения в Токио и Иокогаме – одного из самых колоссальных бедствий, постигших планету в новое время. Метод был очень несовершенным: сейсмические нагрузки были представлены в виде статических сил, а здание рассматривалось как недеформируемое /80, 81/.

Совершенно очевидно, что землетрясение вообще, и воздействие его на конструкцию в частности, представляет собой чисто динамический процесс: сейсмические нагрузки на конструкцию за доли секунды изменяются как по величине, так и по направлению воздействия. Это привело к появлению и быстрому развитию динамических методов, которые в настоящее время приняты почти во всех странах, расположенных в сейсмоактивных районах.

Первый опыт в этой области датируется 1920 г. (Монобе, Япония), но основы метода в наиболее общем виде были изложены советским ученым Завриевым в 1927 г. Сейсмические силы, являясь инерционными силами, обусловлены массой колеблющегося тела и ускорением отдельных его частиц.

Масса в любом случае известна: она определяется постоянной нагрузкой и в значительной степени временными вертикальными нагрузками, расчет которых не представляет проблемы. Путем уменьшения массы можно достигнуть и уменьшения сейсмических нагрузок. Отсюда и современная тенденция к облегчению конструкций в сейсмоактивных районах посредством применения более легких строительных материалов главным образом для несущих, например, ограждающих элементов.

Самым “крепким орешком” при определении сейсмических сил является ускорение, с которым колеблются отдельные части конструкции. Из множества характеристик землетрясения — амплитуд, скоростей, интенсивности, продолжительности — самая важная — ускорение, с которым колеблются частицы почвы. Каким оно будет? Предусмотреть величину ускорения, по существу, значит предусмотреть силу землетрясения, а это почти так же трудно, как предсказать день, в который оно произойдет. Мы уже говорили, что



землетрясения имеют случайный характер. Так или иначе, но эти проблемы решают сейсмологи; конструкторы же работают с учетом того фактора, что может произойти землетрясение, от которого они должны обезопасить свое творение. Фактически они располагают вероятной картиной землетрясения в основании здания. Однако каким будет ускорение отдельных точек по высоте конструкции?

Из почвы в конструкцию поступают колебания, сейсмические силы, но почва и отдельные точки сооружения колеблются с разным ускорением. Это обусловлено относительной гибкостью конструкции, ее неизбежной склонностью к деформациям, которая в данном случае исключительно полезна: благодаря разнице ускорений кинематическая энергия землетрясения расходуется на работу по деформации конструкции и общий разрушительный потенциал земного катаклизма сильно уменьшается.

Деформации, которым подвергается конструкция, в значительной степени не являются необратимыми. Такие динамические и упругопластические свойства конструкции и материалов, из которых она изготовлена, обуславливают в основном эффект от воздействия сейсмических сил на сооружение.

Именно это обстоятельство не учитывалось в статическом методе расчета конструкций на сейсмостойкость, созданном Омори, и именно оно более или менее точно учитывается при современных динамических методах [128].

Одна из наиболее распространенных разновидностей этих методов называется спектральной. Она появилась в начале 40-х годов в США и была разработана на основе обширной информации о землетрясениях: 1923 г. в Сан-Франциско в 1933 г. в Лонг-Бич. Для американского варианта спектрального метода характерно то, что динамическое воздействие на здания и сооружения определяется с помощью универсальных моделей. На этой основе создается серия графиков (спектров) максимального ускорения, скорости и перемещения систем с различными собственными частотами при данном землетрясении. Поскольку характер землетрясения специфичен для каждого района, подобный



подход вполне приемлем. Однако, чтобы иметь записи местных ускорений землетрясении, необходимо, чтобы район достаточно проявил себя в сейсмическом отношении, да к тому же в недавнее время. Посредством анализа многих обстоятельств определяется соответствующий данному месту спектр сейсмических ускорений, которым пользуются конструкторы. Именно таким образом был создан стандартный спектр калифорнийских норм, с помощью которого в США проектируются сейсмостойкие здания и сооружения /8, 36/.

Параллельно с американскими исследованиями, но независимо от них развивается советский вариант спектрального метода, полное теоретическое обоснование которого дано исследователем Корчинским. Особенностью этого метода является аналитическое определение реакции конструкций на сейсмическое воздействие. Параллельно развивается разновидность динамического метода, при которой используются акселерограммы действительно происходивших землетрясений. Акселерограммами называются записи ускорений почвы во время землетрясения. На основе определенного числа таких записей и специальных математических методов получаются довольно точные результаты. Но из-за большого объема вычислительной работы и отсутствия достаточно полных и точных записей эта разновидность метода используется редко, в основном для очень ответственных сооружений, В последние годы все шире применяются методы, основывающиеся на теории вероятности и математической статистике.

Так или иначе, но не будет преувеличением сказать, что расчет сейсмических сил, которые нагружают конструкции, составляет 90% общего объема вычислительных работ. Практические методы определения этих сил весьма разнообразны. Сравнение технических норм различных стран обнаруживает значительное разнообразие даже основных концепций.

Разумеется, это до некоторой степени оправданно, поскольку существуют различия между странами как в условиях их сейсмичности, так и в условиях их экономических и технологических возможностей. Однако два основных момента являются общими:



1. Несмотря на произвольное направление сейсмических сил, считается, что здания и сооружения имеют определенный резерв устойчивости по отношению к вертикальным нагрузкам, и поэтому расчет на сейсмику учитывает лишь горизонтальные нагрузки, возникающие при землетрясении. Исключение составляют некоторые мосты, козырьки, консоли, для которых вертикальные нагрузки имеют решающее значение.

2. Рассматривается только один момент динамического процесса колебаний, но именно тот самый момент, когда сейсмические силы достигают своей экстремальной величины. Далее полученные силы трактуются как статическая нагрузка. В этом нет ничего удивительного, потому что динамичность явления в достаточной степени учитывается при определении величины самих сейсмических сил.

Для удобства расчетов предполагается, что массы зданий и сооружений сконцентрированы в определенных их точках, хотя в действительности они равномерно распределены по всей их высоте. Например, для многоэтажных зданий такими точками считаются уровни отдельных этажей. При расчете зданий на устойчивость к сейсмическим воздействиям допускается возможность известных пластических деформаций и даже частичных разрушений, но лишь в неответственных и легковосстановимых несущих элементах, таких, как перегородки или фасадные стены. Все это продиктовано стремлением к разумному компромиссу между затратами на строительство и обеспечением необходимой надежности. В последнее время проводятся исследования по изучению взаимодействий между грунтовым основанием и конструкцией. Деформации в почве тоже поглощают часть кинетической энергии подземных толчков, и это еще один резерв удешевления антисейсмических мероприятий.

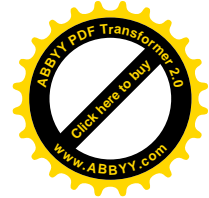
Когда речь идет о конфликте между сейсмическими силами и конструкцией, необходимо иметь в виду, что землетрясения представляют собой серию толчков, иногда с определенными паузами между ними, и что первые толчки создают условия для усиления эффекта последующих.



Некоторые здания способны устоять при первых тектонических колебаниях, получают при этом частичные повреждения — образуются трещины, ослабляются связи и т.п., что значительно снижает их устойчивость. Достаточно следующего, даже сравнительно слабого толчка, чтобы они разрушились.

Итак, конструкторские проблемы сейсмостойкого строительства являются весьма нелегкими, но покоятся на солидном, хотя и формальном основании: известны характеристики землетрясения. Насколько это основание совпадает с действительностью, другой вопрос. Здесь мы снова наталкиваемся на “твердый орешек” сейсмологии: каким будет характер вероятного будущего землетрясения, будут ли здания и сооружения надежны до такой степени, чтобы “и волки были сыты и овцы целы”? На эти вопросы пока точного ответа дать нельзя. Прделана огромная работа по сейсмическому районированию потенциально опасных территорий. Она выполнена с помощью современных геологических и сейсмологических исследований на основе тщательного изучения различных древних письменных источников и хроник, в которых речь идет о происходивших землетрясениях. И поскольку большое значение имеет локальная геологическая и гидрогеологическая картина, наметилась уже тенденция и к микрорайонированию, т.е. выделению более мелких сейсмических районов.

Сейчас еще нельзя дать категорического ответа на вопросы, касающиеся столь сложной области, где условия диктуются капризами природы и где метафизическая случайность (облаченная в одежды научной вероятности) играет почти такую же роль, как и тысячу лет назад. И все же, если характер будущих землетрясений окажется близким к ожидаемому (а это весьма вероятно, поскольку прогнозы составляются на основе всех тех знаний, которыми располагает мировая наука и практика), можно будет сказать со всей определенностью, что принимаются самые надежные меры против самого страшного стихийного бедствия /126, 127, 128/.



1.4. Сейсмичность территории Кыргызской Республики

Территория Кыргызской Республики является тектоническим активным регионом, подверженным землетрясениям разрушительной силы. За последние 100 лет на ее территории или в непосредственной близости произошли катастрофические землетрясения: Беловодское 1885 г., Верненское 1887 г., Чиликское 1889 г., Кеминское 1911 г., Куршабское 1924 г., Кемино-Чуйское 1938 г., Чаткальское 1946 г., Сарыкамышское 1970 г., Исфара-Баткенское 1977 г., Жаланаш-Тюпское 1978 г., Дараут-Курганское 1978 г. Только за последние годы зарегистрированы 8-9-балльные Байсорунское 1990 г., Кочкоратинское 1992 г. и 9-10-балльное Суусамырское 1992 г. землетрясения, 8-9-балльные - Кочкорское 2006 г., Ляйлякское 2007 г., 6-7 – балльное землетрясение в с. Нура 2008 г. /126/.

За период с 1885 по 2010 гг. на территории Кыргызстана произошли многочисленные землетрясения интенсивностью в эпицентре 6 и более баллов. Для многих из них имеются подробные макросейсмические материалы, на основании которых построены карты сводных изосейст, представляющие собой суммарную картину распределения на земной поверхности наблюдающихся сотрясений за сто лет. Как видно, большая часть Северного и Южного Тянь-Шаня была подвержена 8-9-балльному сотрясению. Зоны наибольшей балльности (8-9 баллов) располагаются в полосе, охватывающей значительную часть Кыргызского хребта, Кунгей-Алатоо и Заилийского хребта с их предгорьями, выходящими в Чуйскую, Иссык-Кульскую и Илийскую впадины, а также на стыке Чаткальского и Ферганского хребтов и восточной части Ферганской впадины. Третья зона сильных землетрясений выделяется вдоль Заалайского хребта. Площадь 9-балльных землетрясений составляет 20 % и 8-балльных – более 30 % всей территории. Область 7-балльных сотрясений занимает огромные площади.

Анализ расположения эпицентров как слабых, так и сильных землетрясений позволяет выделить основные сейсмоактивные зоны, в целом



соответствующие главным сейсмогенным структурам территории республик. Это, прежде всего, Северо-Тянь-Шаньская зона, характеризующаяся катастрофическими и разрушительными землетрясениями, в числе которых 9-балльные Беловодское (1885) и Верненское (1887), 10-балльные Кеминское (1911) и Чиликское (1889), 8-9-балльные Кемино-Чуйское (1938), Сарыкамышское (1970), Жаланаш-Тюпское (1978), Байсоунское (1990). Внутри Северного Тянь-Шаня очаги группируются в пределах Кемино-Чиликского (Северо-Иссык-Кульского), Сарыкамышского, Южно-Иссык-Кульского и Южно-Чуйского сейсмоактивных участков. Уровень сейсмической активности указанных районов примерно одинаков.

В центральной части Тянь-Шаня повышенной активностью выделяются Сон-Кульская зона в среднем течении р.Нарын, на южных склонах хребта Молдо-Тоо, и Джумгало-Суусамырская, приуроченная к Джумгальскому и Суусамырским хребтам. С этой зоной связано 9-балльное Суусамырское землетрясение 1992 г.

Наиболее ясно выраженное скопление эпицентров сильных землетрясений наблюдается в Фергано-Чаткальском сейсмоактивном участке. Одним из самых активных в пределах Чаткало-Ферганской зоны является Сары-Челекский сейсмоактивный узел. Именно с краевыми частями Сары-Челекского узла связана эпицентральная область 9-10-балльного Чаткальского землетрясения 1946 г. В пределах Чаткало-Ферганской зоны достаточно четко выделяются Сары-Челек-Чаткальский, Нарынский и Карасуйский сейсмоактивные узлы, территориально приуроченные к Атойнокскому, Чаткальскому и Ферганскому хребтам.

Далее к югу Чаткало-Ферганской зоны выделяется известная Северо-Ферганская зона, которая довольно широкой полосой эпицентров охватывает северо-западную, северную части горного обрамления Ферганской впадины, представленные полосой адыров (предгорий). С ней связаны 8-балльное Наманганское (1927), 7-8-балльные Кемино-Чуйское (1938) и Папское (1984) землетрясения.



В пределах Южно-Ферганской зоны, которая вытянута субширотным отклонением к северо-востоку от г. Ош, а также представлена предгорьями, известны землетрясения 8-балльное Ошское (1883) и Аимское (1903), 9-балльные Андижанское (1902) и Куршабское (1924), 7-8-балльные Джалалабадское (1926) и Марканское (1962). Кроме того, южнее, совпадая с полосой так называемых «впадин 40 параллели», субширотно вытянута другая подзона, в которой выделяются четыре сейсмоактивных участка: Исфара-Баткенский, Хайдарканский, Иски-Наукатский и Ферганский. С этими участками связаны очаги 8-9-балльного Баткенского землетрясения (1977), 8-балльного Иски-Наукатского (1907) и 8-балльного Ферганского землетрясения (1838).

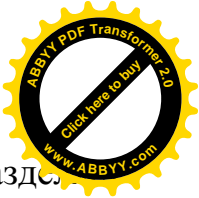
Рассмотрение выделенных выше зон показывает, что очаги сильных землетрясений оконтуривают равнинную часть Ферганской впадины, приурочиваясь к ее предгорьям.

Очаги землетрясений, происходящих в пределах Тянь-Шаня, залегают на небольшой глубине и располагаются в пределах земной коры. Чаще всего землетрясения происходят на глубинах 5-15 км, реже – 16-20 км. Очаги глубиной 20-25 км выявлены в Южно-Чуйском, Северо-Ферганском участках и Южно-Ферганской зоне, 25-30 км – отмечены в Кемино-Чиликском и Фергано-Чаткальском сейсмоактивных участках. Очаги глубже 30 км встречаются редко.

В целом рассмотрение и анализ вышевыделенных сейсмоактивных зон и участков позволяют более обоснованно выявить ряд главных сейсмоопасных структур и линеаментов территории республики.

Это прежде всего крупные Северо-Тянь-Шаньская и Южно-Тянь-Шаньская зоны. В их пределах известны многочисленные катастрофические землетрясения с магнитудой, превышающей $M > 8,0$.

Эти две крупные зоны, называемые сейсмоактивными структурами (швами) первой категории, являются границами между крупными блоками (Тянь-Шань – Тарим – Туран). На стыке этих блоков возможны в дальнейшем предельные для земной коры магнитуды землетрясений с $M \geq 8,0$ (более 10



баллов). Сейсмоактивный шов второй категории соответственно раздвигает Тянь-Шань на две части вдоль Таласо-Ферганского разлома. Здесь допустима возможность возникновения 9-10-балльных землетрясений с магнитудой $M=7,5...8,0$.

Кроме того, выделяются сейсмоактивные швы третьей категории. В Ферганской впадине это Северо-Ферганская и Южно-Ферганская зоны. С ними связаны 9-балльные Андижанское (1902), Куршабское (1924), 8-9-балльные Иски-Наукатское (1907), Исфара-Баткенское (1977) землетрясения. В пределах сейсмоактивных швов третьей категории возможны возникновения сильных землетрясений с магнитудой $M=6,5...7,0$.

В пределах Северного Тянь-Шаня довольно отчетливо выделяются крупные сейсмоактивные линеаменты, пересекающие почти окрестности простирающиеся основные сейсмоактивные зоны Северного Тянь-Шаня.

На востоке республики это так называемая Восточно-Иссык-Кульская (или Сарыджазская) линеаментная зона. С нею связаны Кокшаальский, Сарыкамышский, Жаланаш-Тюпский и Чиликский сейсмоактивные узлы, характеризующиеся катастрофическими и разрушительными землетрясениями (10-11-балльное Чиликское 1889 г., 8-9 балльные Сарыкамышское 1970 г., Жаланаш-Тюпское 1978 г. и т.д.).

Следующая линеаментная зона прослеживается с севера на юг в центральной части территории Кыргызстана и пересекает Северо-Тянь-Шаньскую, Центрально-Тянь-Шаньскую и Южно-Тянь-Шаньскую сейсмоактивные зоны, при этом образуется ряд сейсмоопасных узлов: Северо- и Южно-Чуйские, Джумгалский, Нарыно-Сонкульский и Улугчатский, с которыми связаны очаги ряда сильных и разрушительных землетрясений.

Сейсмичность района и площадки строительства зависит от региональных (гидрогеологических) условий данной местности, где могут встречаться слабые грунты. Почти вся территория Кыргызской Республики находится в зонах 8-9-балльной сейсмичности. Например, в зонах 9 и более баллов – 271, 8 баллов – 343, 7 баллов – находятся, соответственно, 5



населенных пунктов республики /57/. По числу населенных пунктов находящихся в зоне 9-балльной сейсмичности, Кыргызстан занимает второе место в странах СНГ после Российской Федерации /129/.

Большая часть территории республики представляет собой высокогорную область с чрезвычайно сложным рельефом, свыше одной третьей части располагается на высоте более 3000 метров над уровнем моря. Из вышесказанного понятно, что сильные землетрясения в нашей республике бывают с близкими эпицентрными расстояниями. В таких местах на сооружения значительно влияет воздействие вертикальных и горизонтальных составляющих колебания грунта во время землетрясения. От вертикальных и горизонтальных сейсмических воздействий в мостах разрушаются в первую очередь насыпи к подходу моста, пролетные строения, опоры, опорные части, происходят сдвиги и падения пролетных строений с опор, приводящие к прекращению движения транспорта, а иногда к человеческим жертвам. Восстановление разрушенных сооружений или строительство новых требуют больших материальных затрат.

В Тюпском землетрясении 1978 г. в основном разрушены жилые дома в селе Сары-Таш, Талды-Суу и Чон-Таш. Мосты в этих районах значительные повреждения не получили. Балочный мост через реку Тюп на автомобильной дороге Балыкчы – Каракол получил наибольшие осадки 5-10 см в насыпях к подходу моста.

При Суусамырском землетрясении в 1992 году разрушены некоторые участки автомобильной дороги Бишкек – Ош. Произошли оползни на высоких насыпях, трещины шириной от 5-12 см в асфальтобетонных покрытиях. В некоторых местах осадки 10-20 см в насыпях к подходу моста. Опоры пролетного строения не получили повреждений.

Во время землетрясения 28-декабря 2006-года в Кочкорском районе Нарынской области повреждено свыше шести тысяч строений. Полностью разрушены 10 жилых домов. Еще 518 жилых строений разрушены частично. В меньшей степени повреждены административные здания, несколько домов



культуры, фельдшерско-акушерские пункты, школы и детские сады. Части разрушены 12 жилых домов в городе Балыкчи, расположенном на побережье высокогорного курортного озера Иссык-Куль /128/.

Землетрясение на юге 19-ноября 2016-года охватило 6 районов Ошской области: Кара Суу, Алай, Кара-Кулжа, Араван и Чон Алай. Общее количество пострадавших сообществ на данный момент составило — 39, а это свыше 700 семей.

Таблица 1.2 - Общее количество пострадавших домов, социальных объектов и степень их разрушений

#	Район	Общее число исследованных домов	# дома получившие слабые разрушения	# дома получившие частичные разрушения	# дома получившие сильные разрушения	# полностью разрушенные дома	Пострадавшие Социальные Объекты
1	Кара Суу	686	355	124	178	29	8
2	Алай	2,120	171	1,223	580	146	67
3	Озгон	411	251	42	74	44	29
4	Кара-Кулжа	132	120	12	0	0	4
5	Араван	7	0	0	4	3	5
6	Чон-Алай	0	0	0	0	0	2
	Итого	3,356	897	1,401	836	222	115

Землетрясение в селе Нура Алайского района Ошской области 5 октября 2008 года силой 8 баллов унесли жизни 75 человек, из которых 42 оказались детьми. Было разрушено 144 здания. Землетрясение также ощущалось в Таджикистане, Узбекистане и Китае. Серьезные разрушения элементов конструкций моста через реку Кызыл-Суу не наблюдались.

1.5. Сейсмоизоляция балочных мостов

Самая простая схема мостов – балочная. Согласно СНиП КР 20-02:2009 «Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования», в сейсмически опасных районах, преимущественно следует применять мосты балочной системы с разрезными и неразрезными пролетными строениями /91/. В связи с этим, на автомобильных и железных дорогах нашей страны, в основном, строятся мосты балочной схемы.



Самым старым и одним из наиболее перспективных методов активной сейсмозащиты является сейсмоизоляция. Сейсмоизоляцией называется существенное снижение сейсмического воздействия на часть сооружения, расположенную выше фундамента, путем установки каких-либо систем или элементов между этой частью сооружения и фундаментом, а также между фундаментом и основанием.

Еще в древности в некоторых случаях строители с целью ослабить действие землетрясений на сооружения пытались изолировать здания от них основания путем устройства мягких прокладок на уровне верха фундаментов. Так, в III-VII вв. некоторые монументальные сооружения Средней Азии строились на песчаных подушках, в X-XVII вв. - на подушках из чистой глины, в цокольной части стен прокладывались мягкие камышовые прослойки. Однако, будучи спрессованными тяжелой кладкой стен и старея со временем, эти слои вряд ли надежно служили своей цели /56/.

Первые **сейсмоизолирующие устройства**, обнаруженные при археологических раскопках в Центральной Азии, относятся к X веку. В основание стен монументальных сооружений укладывались камышитовые подушки, которые, очевидно, предназначались для выполнения роли амортизаторов во время землетрясения. Аналогичные устройства из мягких прокладок, относящиеся к более позднему периоду найдены и в других местах /57, 67/.

Первый патент по устройству сейсмоизоляции относится еще к 1909 г. После землетрясений в Сан-Франциско и Токио вновь появился интерес к специальным конструкциям подземной части зданий, способным уменьшить инерционные силы в их подземных частях. Так, в 1925 г. были опубликованы предложения М.Вискордини по устройству в подземной части зданий катковых опор или колонн со сферическими верхними и нижними опорами. В 30-е годы возникла идея сейсмоизоляции зданий путем выполнения их на гибких колоннах, устраиваемых в первом или подвальном этажах. В 1957 г. корпорацией «Oil States Industries» в США проводились работы по



конструированию систем сейсмоизоляции для опор мостов /8, 79, 80/. Одна из разработок 1970 г. число таких разработок было минимальным. С начала 70-х гг. прошлого века, особенно в связи с созданием в Новой Зеландии поглотителей энергии, этот принцип сейсмозащиты получил новый толчок к развитию. Наибольшее практическое развитие за рубежом системы сейсмоизоляции получили во Франции, Новой Зеландии, Германии и Японии, наибольшее число исследований проведено в США, России, Казахстане и Кыргызстане.

В нашей республике мост с **сейсмоизолирующими опорными устройствами** был спроектирован в 1975 году проектным институтом «Кыргыздортранспроект» и построен по предложению В.П.Чуднецова.

При проектировании сейсмоизолирующего опорного устройства в виде скользящего пояса в уровне фундамента опоры моста, когда опора закреплена с пролетным строением неподвижными опорными частями, следует подбирать коэффициенты трения антифрикционных прокладок таким образом, чтобы тормозные силы не превышали силы трения в скользящем поясе /115/, а это, в свою очередь, уменьшает эффект сейсмоизоляции. Существуют конструкции сейсмоизолирующих устройств в уровне подферменной плиты /77/. Эти конструкции обеспечивают неподвижную связь опоры с пролетным строением, а в момент землетрясения становятся подвижными и тем самым изолируют сейсмические воздействия на опору и на пролетные строения. Подферменная плита становится подвижной после среза штырей во время сильного землетрясения.

Недостатком этих конструкций является то, что тормозные силы иногда достигают до воздействия 7-балльного землетрясения, что может привести к срезыванию штырей. В случае увеличения сечения штырей увеличивается инерционная сила, при которой выключается связь пролетного строения с опорой, а это может привести к разрушению опоры или пролетного строения.

В сейсмических районах, в основном, строятся балочные мосты. Балочные мосты симметричны в плане и в профиле. В симметричных сооружениях при сейсмических колебаниях центры масс совпадают с центром



жесткости, и не возникают крутильные колебания. Крутильные колебания способствуют появлению крутящих моментов и дополнительных усилий.

Опыт землетрясений показывает, что частичные повреждения мостов могут наблюдаться уже при землетрясениях силой 7, 8 баллов. При более сильных землетрясениях конструкции фундаментов и опор играют значительную роль в развитии повреждений балочных мостов. Недостаточная их прочность приводит к сдвигу и наклону опор по фундаментам или падению пролетных строений.

Территория нашей республики характеризуется относительно умеренной сейсмичностью 8-9 баллов и близкими эпицентрными расстояниями. В таких случаях доля вертикальной составляющей колебания грунта резко возрастает и может привести к разрушению пролетных строений и опор моста.

Одним из способов сейсмозащиты моста является изоляция фундамента в основаниях. В качестве сейсмоизоляции моста используется многослойное искусственное основание под фундаментом.

Отсюда следует, что сейсмостойкость балочных мостов существенно зависит от устройства многослойного искусственного основания.

Территория Кыргызской Республики характеризуется относительно умеренной сейсмичностью (в основном 8-9 баллов) и редкой повторяемостью землетрясений расчетной силы. Как известно, интервал такой повторяемости превосходит нормированный срок службы мостовых конструкций или, во всяком случае, соизмерим с ним /49/. В таких условиях оправдана общая тенденция подчинения требования сейсмостойкости общим условиям индустриального строительства, что требует максимального применения типовых решений и стандартных конструкций без существенного нарушения их индустриальности и технологичности при осуществлении антисейсмических мероприятий /6, 7, 56/. Очевидно, что при этом должны быть соблюдены необходимые гарантии безопасности сооружений с учетом сейсмических сил.



Пролетное строение, опорная часть, опора, фундамент и конструкция основания являются основными элементами моста. От сейсмостойкости каждого из них зависит сейсмостойкость моста в целом.

С вышеизложенными, вопрос разработки конструкций сейсмостойких мостов, которые снизили бы сейсмические воздействия в горизонтальном и вертикальном направлениях, и исследования их при воздействии сейсмических нагрузок является – актуальным.

1.6. Заключение по главе 1.

1. Полностью прогнозировать ожидаемого землетрясения пока невозможно, поэтому во всех сейсмоопасных регионах все мосты и сооружения должны быть рассчитаны на сейсмостойкость.
2. Почти вся территория Кыргызской Республики находится в зонах 8-9-балльной сейсмичности. Сейсмичность района и площадки строительства зависит от региональных условий данной местности, где могут встречаться прочные и слабые грунты.
3. На автомобильных и железных дорогах Кыргызстана, в основном, строятся мосты балочной схемы, т.к. строительными нормами и правилами нашей страны рекомендуется в сейсмически опасных районах, преимущественно применять мосты, именно балочной системы.
4. Применение искусственного основания для фундаментов сооружений практикуется давно, но до настоящего времени недостаточно исследовано влияние искусственного основания на работу балочного моста при сейсмических нагрузок.
5. Отсутствуют простые практические методы расчета мостов с сейсмоизолирующими искусственными основаниями на сейсмостойкость.
6. Сейсмоизоляция в основаниях дает возможность использования типовых конструкций фундаментов, опор и пролетных строений балочных мостов.



ГЛАВА 2

ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ИСКУССТВЕННОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ НА ФУНДАМЕНТ БАЛОЧНОГО МОСТА

2.1. Расчет оснований и фундаментов с учетом сейсмических воздействий

В сейсмических районах расчет фундаментов сооружений производится по 2 группам предельных состояний. I - по несущей способности оснований, II - по деформациям. На особое сочетание нагрузок расчет по I группе предельных состояний - обязательный. По общим правилам проектирования, расчетом по деформациям на основное сочетание нагрузок подбирают предварительные параметры фундаментов.

Основные цели расчета оснований по несущей способности /62, 99/:

- обеспечить прочность и устойчивость оснований;
 - исключить как сдвига фундамента по подошве, так и его опрокидывания.
- Соблюдение вышеуказанных требований – гарантия сохранности строительных конструкций. Выход из строя которых грозит обрушением сооружения или его частей. Но, все-таки нормами допускается локальные повреждение элементов конструкций, которые не угрожают безопасности людей и т.п. Расчет оснований по II группе на особое сочетание нагрузок не производится, т.к. деформации основания могут превысить критически допустимые значения от основного сочетания нагрузок.

Ординаты эпюры предельного давления под краями подошвы фундамента (рис. 2.2), расположенные выше и ниже подошвы фундамента с учетом действия сейсмических сил инерции грунта, определяются по следующим формулам:

$$P_o = \zeta_q \Phi_1 \gamma_1^1 d + \zeta_c (\Phi_1 - 1) c_1 / t q \varphi_i; \quad (2.1)$$

$$P_b = P_o + \zeta_v \gamma_1 b (\Phi_1 - k_{ea} \Phi_3) \quad (2.2)$$

А по следующим формулам определяются эксцентриситеты расчетной нагрузки e_a и эпюры предельного давления e_n :

$$e_a = M_a / N_a;$$

(2.3)

$$e_{и} = b(p_h - p_o) / 6(p_h + p_o)$$

(2.4)

где, N - вертикальная составляющая расчетной нагрузки;

M - момент, который действует по подошве фундамента при особом сочетании нагрузок.

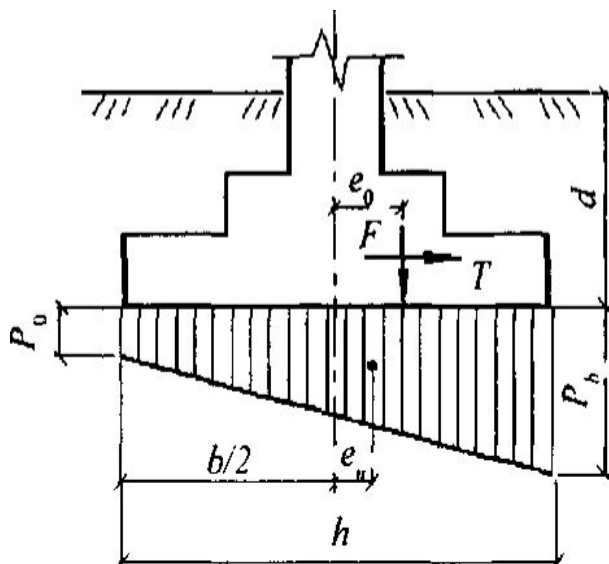


Рис. 2.1. Эпюра предельного давления под подошвой фундамента при сейсмическом воздействии

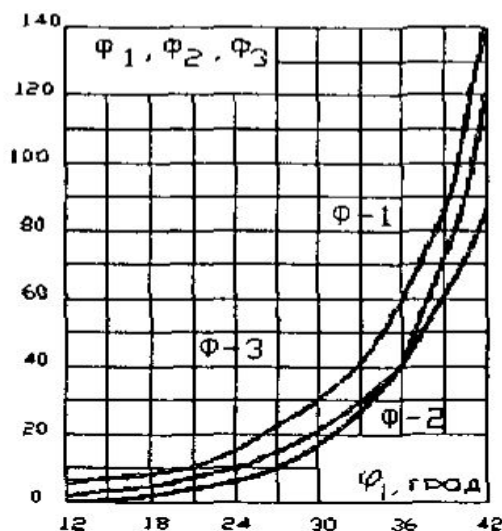


Рис. 2.2. Графики для определения коэффициентов несущей способности основания при сейсмическом воздействии

Эксцентриситеты надо рассматривать с одинаковым знаком, потому что в таком случае имеется место наиболее невыгодное для несущей способности основания при сочетании действующих нагрузок, т.к. несущая способность основания минимальна при сдвиге грунта в сторону, противоположную эксцентриситету нагрузки.

Из следующих выражений определяется, в зависимости от соотношения между величинами e - вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания N :

$$\text{при } e_a \leq e_{и} \quad N_{\text{пред}} = 0,5bl(p_b + p_o);$$

(2.5)

$$\text{при } e_a > e_{и} \quad N_{\text{пред}} = 0,5bl p_b / (1 + 6 e_a / p_o)$$

(2.6)

где, b - размер подошвы фундамента в направлении действия момента;

l - размер подошвы фундамента в направлении, перпендикулярном к расчетному.



В случае, когда в двух направлениях действуют моментные нагрузки, несущей способности расчет оснований должен выполняться отдельно, т.е. в каждом направлении вне зависимости друг от друга на действие сил и моментов.

Условия, когда допускается частичный отрыв подошвы от грунта, при расчете оснований и фундаментов на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмических нагрузок:

- эксцентриситет e расчетной нагрузки не должен превышать $1/3$ от размера подошвы фундамента в плоскости действия момента;
- для условного фундамента должна определяться сила предельного сопротивления F , при этом размер подошвы которого принимается равным размеру сжатой зоны в направлении действия момента;
- максимальное краевое давление p под подошвой фундамента, вычисленное с учетом неполного опирания его на грунт, не превысит краевой ординаты эпюры предельного сопротивления основания p .

Максимальное расчетное давление под подошвой фундамента рассчитывается по формуле:

$$P_{\max} = 2N_a / (3l(b/2 - e_a)) \leq P_b \quad (2.7)$$

При расчете фундамента на сдвиг по подошве и на опрокидывание учитывается горизонтальная составляющая нагрузки в особом сочетании, которые должны выполняться по общим правилам, но с учетом сейсмического коэффициента условий работы.

2.2. Моделирование воздействия грунта на фундамент балочного моста при землетрясениях

Грунты основания в сейсмических районах классифицируются по сейсмическим свойствам на III категории: прочные, средние и слабые. В зависимости от категорий определяется сейсмичность площадки строительства в баллах для расчета балочных мостов на сейсмические воздействия /91/.

В данном параграфе работы рассматривается математическая модель



«грунт – фундамент» и влияние на колебания фундамента грунтов с различными жесткостями. Грунт рассматривается в виде пружины с затуханием, а фундамент с опорой в виде жесткого тела с массой m , такие методы используются, когда опора имеет жесткую конструктивную схему.

В сейсмических районах для снижения воздействия на сооружения сейсмических сил в сейсмостойком строительстве широко применяются резиновые амортизаторы, скользящие прокладки, кинематические опоры, гибкие опоры с диссипативными свойствами /48, 89, 104, 101/. Такой метод снижения сейсмических воздействий на сооружения в сейсмостойком строительстве называется активным методом сейсмозащиты сооружений.

На рис. 2.3а представлена конструкция фундамента балочного моста 5, у которого по периметру боковой части заполнены пористым слабым грунтом 1, а подошва опирается на основание 4, через подстилающие слои 3.

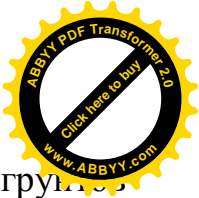
Применение пористого грунта и подстилающего слоя с природным (галечниковым) грунтом в конструкции фундамента играет роль сейсмоизоляции при сейсмическом воздействии в горизонтальном направлении по оси моста /14, 28/.

Рассмотрим влияние грунтов с различными жесткостями на частоты собственного колебания фундамента и коэффициента затухания при сейсмических воздействиях на фундамент и раскрываем физический смысл коэффициента затухания ε грунтов.

Полученные результаты можно использовать при сейсмоизоляции балочных мостов и обработке экспериментальных исследований.

Рассмотрим расчетную схему «грунт – фундамент» на рис.2.3. Грунт моделируется в виде пружин с различными жесткостями с затуханием, а фундамент с опорой – сосредоточенной массой « m ».

При свободных колебаниях системы происходит более или менее быстрое затухание процесса движения. Быстрому затуханию способствуют трения между частицами грунта основания и грунтов, расположенных вокруг фундамента.



На систему (рис.2.3 а) действуют сила сопротивления упругости грунтов $R_1 = kx$, сила сопротивления затухания $R_2 = \mu\dot{x}$ и сила инерции $J = m\ddot{x}$, где k – коэффициент жесткости, Н/м, характеризует силу сопротивления упругости грунтов при перемещении системы $x = 1$ м; μ - коэффициент силы сопротивления затухания грунтов, Н/м·с, характеризует силу сопротивления затухания при скорости системы $\dot{x} = 1$ м/с; m – масса фундамента с опорой, кг; \ddot{x} - относительное ускорение фундамента, м/с².

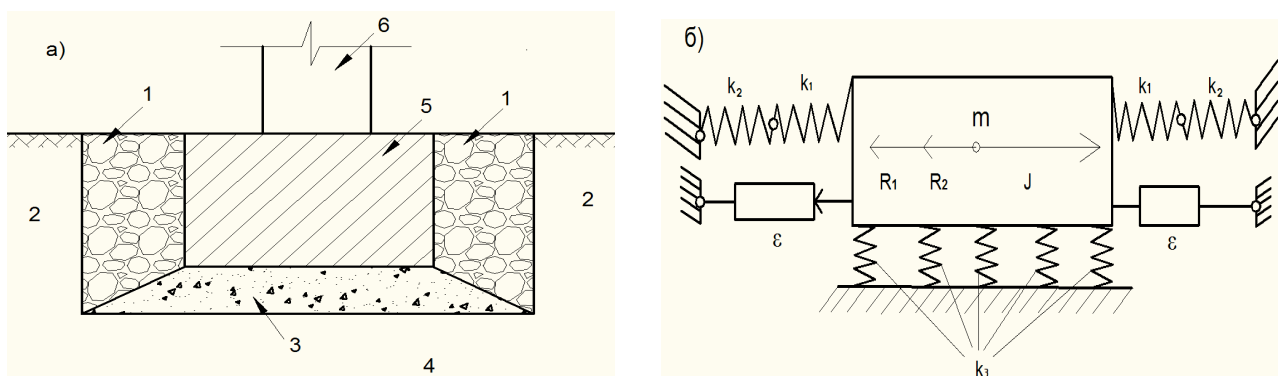


Рис. 2.3. Конструкция фундамента и основания и расчетная схема

а) Конструкция фундамента и основания;

б) Расчетная схема модели «грунт – фундамент с опорой» сосредоточенной массой m

1 – слабый или рыхлый грунт;

2 – галечниковый грунт;

3 – гравийно – песчаный грунт (с подстилающий слой);

4 – основания фундамента;

5 – фундамент с массой;

б – опора балочного моста; k_1 ; k_2 – коэффициенты жесткостей слабого и галечникового грунтов, определяемые через коэффициенты постели.

ϵ – коэффициент затухание грунтов;

k_3 – приведенный коэффициент жесткости подстилающего слоя основания.

Уравнение системы при колебании для рис.2.3а будет

$$\vec{J} = \vec{R}_1 + \vec{R}_2, \tag{2.8}$$

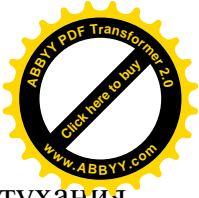
или в скалярном виде проекция на ось x

$$\begin{aligned} m\ddot{x} &= -kx - \mu\dot{x}; \\ m\ddot{x} + \mu\dot{x} + kx &= 0. \end{aligned} \tag{2.9}$$

Сокращая на m обе части, получим

$$\ddot{x} + 2\epsilon\dot{x} + \omega^2 x = 0. \tag{2.10}$$

Уравнение (2.10) описывает свободное колебание фундамента опоры с



одной степенью свободы с затуханием. Здесь $\varepsilon = \frac{\mu}{2m}$ - коэффициент затухания грунтов (вязкого сопротивления, демпфирования), $1/c$; $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ - круговая частота собственных колебаний системы, $1/c$.

При определении коэффициента жесткости грунтов k используем формулы параллельного и последовательного соединения пружин:

$$k = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}} + k_3 = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} + k_3 \quad (2.11)$$

Приведенная жесткость подстилающего слоя k_3 в горизонтальном направлении определяется из условия равенства силы упругости $F_y = \frac{k_3 \cdot \Delta^2}{2}$ и силы трения $F_{тр} = f \cdot N \cdot \Delta$ фундамента с грунтом:

$$\frac{k_3 \Delta^2}{2} = f \cdot N \cdot \Delta \quad (2.12)$$

где f – коэффициент трения фундамента по грунту равной $f = \operatorname{tg} \varphi$; N – сила нормального давления, равной $N = m \cdot g$; Δ – максимальное относительное перемещения фундамента, принимается в зависимости от балльности площадки строительства, φ – угол внутреннего трения подстилающего слоя.

Из (2.12) имеем $k_3 = \frac{2f \cdot N}{\Delta}$, тогда формула (2.11) примет вид

$$k = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2} + \frac{2f \cdot N}{\Delta} = \frac{\Delta k_1 k_2 + 2 \operatorname{tg} \varphi N (k_1 + k_2)}{(k_1 + k_2) \Delta} \quad (2.13)$$

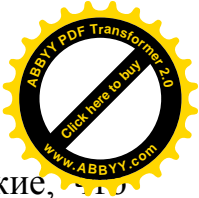
Тогда, круговая частота собственных колебаний будет:

$$\omega = \sqrt{\frac{\Delta k_1 k_2 + 2 \operatorname{tg} \varphi N (k_1 + k_2)}{m (k_1 + k_2) \Delta}} \quad (2.14)$$

Решение уравнения (2.10) будет выглядеть так /81,79/:

$$x = e^{-\varepsilon t} (c_1 \cdot \operatorname{Sin} \omega_1 t + c_2 \operatorname{Cos} \omega_1 t). \quad (2.15)$$

Выражение (2.15) является общим решением уравнения (2.10), где C_1, C_2 – произвольные постоянные, определяемые начальными условиями; $\omega_1 = \sqrt{\omega^2 - \varepsilon^2}$ - круговая частота собственного колебания с учетом затухания грунтов $1/c$; t – время колебания, сек.



Если вместо постоянных C_1 и C_2 ввести постоянные A и α такие, $C_1 = A \cdot \cos \alpha$, $C_2 = A \cdot \sin \alpha$, то получим

$$x = A \cdot e^{-\varepsilon t} (\sin \omega_1 t \cdot \cos \alpha + \cos \omega_1 t \cdot \sin \alpha)$$

или

$$x = A \cdot e^{-\varepsilon t} \sin(\omega_1 t + \alpha) \quad (2.16)$$

где, A – амплитуда колебания, м; α - начальная фаза колебания, рад.

Выражение (2.16) описывается синусоидой, следовательно, колебание фундамента гармоническое с периодом колебания T_1 :

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{\sqrt{\left(\frac{\Delta k_1 k_2 + 2 \operatorname{tg} \varphi N (k_1 + k_2)}{m(k_1 + k_2) \Delta}\right)^2 - \varepsilon^2}}. \quad (2.17)$$

Величина f_1 , обратная периоду и определяющая число колебаний за одну секунду, называется частотой колебаний, $1/\text{с}$.

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{\omega_1}{2\pi}, \quad (2.18)$$

где ω_1 характеризует число колебаний за 2π , с,

$$\omega_1 = 2\pi f_1.$$

На практике сейсмостойкого строительства считают, что коэффициент затухания ε намного меньше от круговой частоты собственного колебания ω , и при расчетах принимают $\omega_1 \approx \omega$, $T_1 \approx T$. Такое приравнивание нельзя производить при колебании фундамента с грунтом, так как трения между частицами грунтов увеличивают коэффициент затухания ε и период собственных колебаний T_1 .

Анализируем влияние ε на T_1 , из (2.17) имеем

$$T_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{\omega^2 - \varepsilon^2}} = \frac{2\pi}{\omega \sqrt{1 - \frac{\varepsilon^2}{\omega^2}}} = \frac{T}{\sqrt{1 - \frac{\varepsilon^2}{\omega^2}}}. \quad (2.19)$$

Эта формула справедлива тогда, когда $1 - \frac{\varepsilon^2}{\omega^2} > 0$ или $\left| \frac{\varepsilon}{\omega} \right| < 1$, так как $\varepsilon > 0$,



тогда имеем $\frac{\varepsilon}{\omega} < 1$ или $\varepsilon < \omega$. Из (2.19) обозначим $\frac{T_1}{T} = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{\varepsilon^2}{\omega^2}}} = \Phi$ и назовем

его коэффициентом увеличения периода

$$\Phi = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{\varepsilon^2}{\omega^2}}}. \quad (2.20)$$

На рис.2.4. представлен график зависимости коэффициента увеличения периода Φ от $\frac{\varepsilon}{\omega}$.

Из графика на рис.2.4. видно, что при $\frac{\varepsilon}{\omega} = 0,87$ период собственного колебания T_1 увеличивается почти в два раза, $\Phi = 2$ и при $\frac{\varepsilon}{\omega} = 0,97$, T_1 увеличивается в четыре раза, $\Phi = 4$, что характерно для слабых грунтов и песков при гашении колебаний.

На рис.2.3. коэффициент жесткости слабых грунтов k_1 меньше коэффициента жесткости галечникового грунта k_2 , т.е. $k_1 < k_2$, а k_3 приведенная горизонтальная жесткость подстилающего слоя 3, которая учитывает силу трения между подошвой фундамента и частицами подстилающего слоя фундамента.

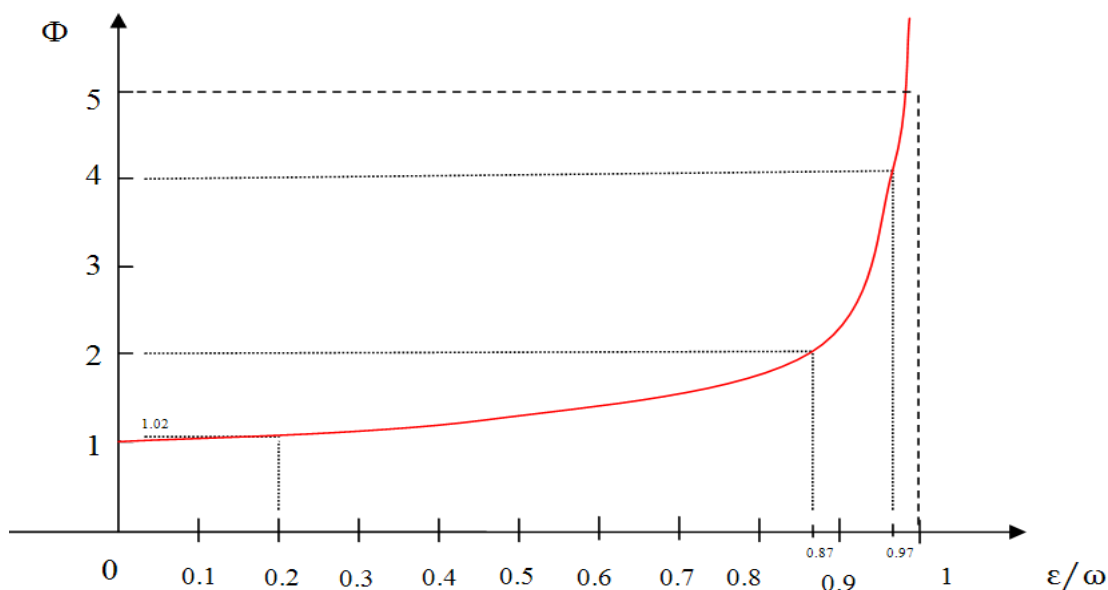
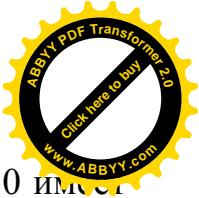


Рис.2.4. График коэффициента увеличения периода



На рис.2.5. представлен график формулы (2.16) /52, 82/. При $\varepsilon = 0$ имеем в этом месте гармоническое незатухающее колебание (кривая 1, рис.2.5). Пунктирные линии, огибающие максимумы кривых затухающих колебаний, описываются формулой

$$\bar{x}(t) = \pm A \cdot e^{-\varepsilon t}. \quad (2.21)$$

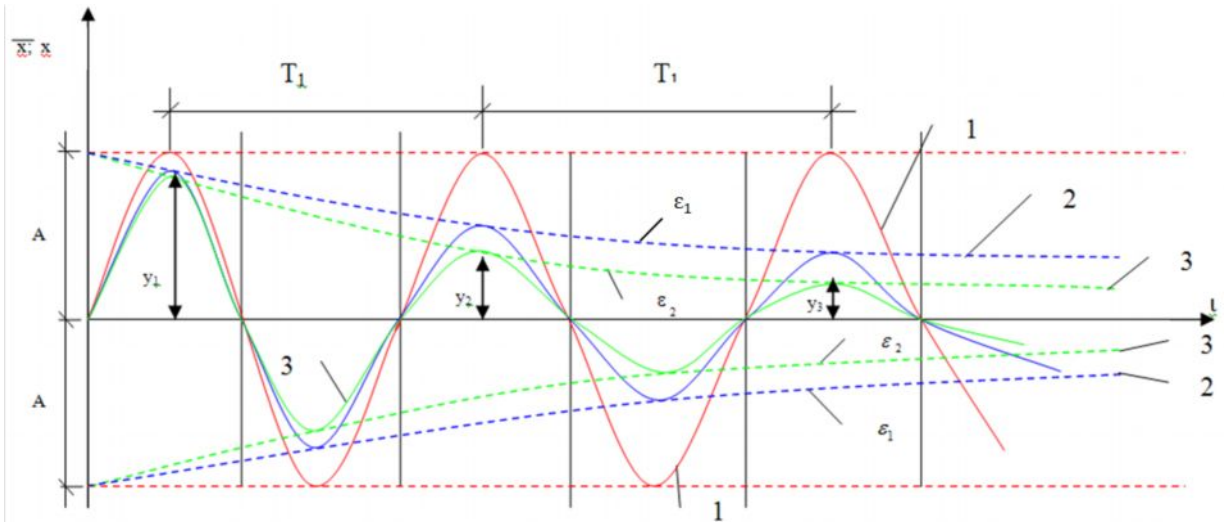


Рис.2.5. График гармонического колебания модели «грунт - фундамент» с затуханием:
 1 – колебания без затухания, $\varepsilon = 0$; 2 – колебания с затуханием ε_1 ,
 3 – колебания с затуханием ε_2 , $\varepsilon_2 > \varepsilon_1$

Берем отношение двух последовательных амплитуд одного знака

$$\begin{aligned} \frac{x_n}{x_{n+1}} &= \frac{A \cdot e^{-\varepsilon t} \cdot \text{Sin}(\omega_1 t + \alpha)}{A \cdot e^{-\varepsilon(t+T_1)} \cdot \text{Sin}[\omega_1(t+T_1) + \alpha]} = \\ &= \frac{A \cdot e^{-\varepsilon t} \cdot \text{Sin}(\omega_1 t + \alpha)}{A \cdot e^{-\varepsilon t} \cdot e^{-\varepsilon T_1} \cdot \text{Sin}(\omega_1 t + \omega_1 T_1 + \alpha)} = \\ &= \frac{A \cdot e^{-\varepsilon t} \cdot \text{Sin}(\omega_1 t + \alpha)}{A \cdot e^{-\varepsilon T_1} \cdot e^{-\varepsilon t} \cdot \text{Sin}(\omega_1 t + \alpha + 2\pi)} = \frac{1}{e^{-\varepsilon T_1}}. \end{aligned}$$

Учитывая, что $\omega_1 \cdot T_1 = 2\pi$ - период гармонической функции, имеем

$$\frac{x_n}{x_{n+1}} = \frac{1}{e^{-\varepsilon T_1}} = e^{\varepsilon T_1}. \quad (2.22)$$

Прологарифмировав обе части выражения (2.22) и обозначив δ , получим

$$\delta = \ln \frac{x_n}{x_{n+1}} = \varepsilon T_1. \quad (2.23)$$

Таким образом, убывание по (2.22) следует закону бесконечно убывающей геометрической прогрессии. Величина $\delta = \varepsilon T_1$ называется



логарифмическим декрементом колебаний модели «грунт - фундамент».

Выясним физический смысл коэффициентов δ и ϵ . Если затухание колебания происходит по бесконечно убывающей геометрической прогрессии со знаменателем q , то справедливо условие

$$q = \frac{x_2}{x_1} = \frac{x_n}{x_{n-1}} = \frac{x_{n+1}}{x_n} < 1. \quad (2.24)$$

Тогда из (2.23) и (2.24) имеем $\delta = \ln \frac{1}{q}$. (2.25)

Из курса математики известно, что n -й член геометрической прогрессии можно найти по формуле $x_n = x_1 \cdot q^{n-1}$, отсюда $\frac{x_1}{x_n} = \frac{1}{q^{n-1}} = \left(\frac{1}{q}\right)^{n-1}$ и, прологарифмировав обе части этого выражения, имеем $\ln \frac{x_1}{x_n} = (n-1) \ln \frac{1}{q}$ и с учетом (2.22) получим:

$$(n-1) = \frac{1}{\delta} \cdot \ln \frac{x_1}{x_n}. \quad (2.26)$$

Из рис.2.5 видно, что при n количество амплитуд, число колебаний будет $(n - 1)$. Поэтому формула (2.26) определяет число колебаний при заданных δ , x_1 и x_n . Выясним сущность формулы (2.26). Если $\frac{x_1}{x_n} = e$, тогда $(n-1) = \frac{1}{\delta}$, отсюда следует, что при уменьшении амплитуды колебаний $e = 2,71$ раз, обратная величина логарифмического декремента $\frac{1}{\delta}$ равна числу колебания $(n - 1)$. Например, $\delta = 0,1$ - это значит, что при $(n-1) = \frac{1}{0,1} = 10$ колебаниях амплитуда колебания уменьшится в $x = 2,71$ раза или $\delta = 0,5$ при $(n-1) = \frac{1}{0,5} = 2$ колебаниях амплитуда колебания уменьшится в $x = 2,71$ раза. Отсюда можно толковать, что обратная величина логарифмического декремента $\frac{1}{\delta}$ характеризует число колебания $n - 1$. Чем больше δ , тем быстрее затухания происходят при колебании фундамента опоры моста.



Теперь формулу (2.21) перепишем в таком виде: $\varepsilon = \frac{\delta}{T_1}$, отсюда с учетом

(2.26) имеем:

$$\frac{1}{\varepsilon} = \frac{1}{\delta} T_1 = \frac{n-1}{\ln \frac{x_1}{x_n}} \cdot T_1 = \frac{t_1}{\ln \frac{x_1}{x_n}}. \quad (2.27)$$

Из рис.2.5 видно, что $(n-1) \cdot T_1 = t_1$ - время колебания в секундах, тогда при $\frac{x_1}{x_n} = e$ из (2.27) имеем:

$$\frac{1}{\varepsilon} = t_1. \quad (2.28)$$

Отсюда можно толковать, что обратная величина коэффициента затухания (коэффициента демпфирования) характеризует время колебания при уменьшении амплитуды колебания в $e = 2,71$ раза. Например, при $T_1 = 0,8$ с $\delta = 0,1$, $\frac{1}{\varepsilon} = 8$ с. Это значит, что при колебаниях в течение 8 сек амплитуда колебания уменьшится в $e = 2,71$ раза, или $T_1 = 0,8$ сек, $\delta = 0,5$, из (2.27) имеем: $\frac{1}{\varepsilon} = 1,6$ с. Это значит, что при колебании в течение 1,6 с амплитуда колебания уменьшится в $e = 2,71$ раза.

На рис. 2.6 показан график зависимостей $\ln \frac{x_1}{x_n}$ от числа колебаний $(n-1)$ при различных δ .

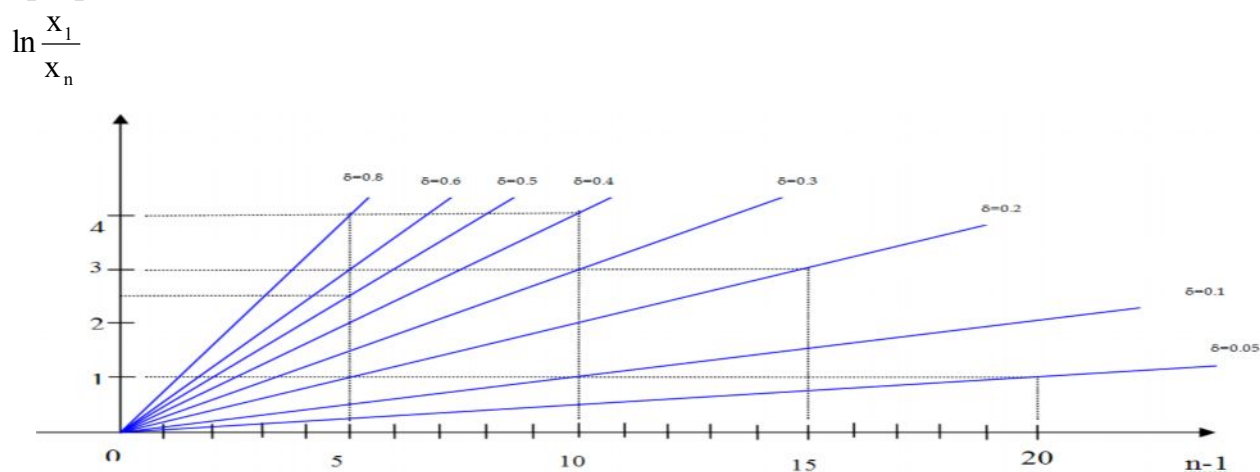


Рис.2.6.График зависимости $\ln \frac{x_1}{x_n}$ от числа колебаний $(n-1)$ при различных δ

Рассмотрим применение графиков для других значений δ . Например, при $\delta=0,2$ при числе колебаний $(n-1)=15$ амплитуда колебания уменьшится в e^3 раза, т.е. $\ln \frac{x_1}{x_n} = 3$ или $\frac{x_1}{x_n} = e^3$.

Из вышесказанного можно связать период собственных колебаний с затуханием. Если за время t_1 система совершает $(n-1)$ колебаний, где n – количество точек с одинаково знаковыми амплитудами (см. рис.2.5) $x_1, x_2, x_3 \dots$

x_n , тогда период колебаний $T_1 = \frac{t_1}{n-1}$.

С учетом (2.27), (2.28) и (2.26) имеем $T_1 = \frac{1/\varepsilon}{1/\delta} = \frac{\delta}{\varepsilon}$ или $\delta = \varepsilon T_1$, что совпадает с формулой (2.23).

Из графиков на рис.2.4 и рис.2.6 видно, что при определении собственных частот колебаний при малых коэффициентах затухания ε можно принять $\omega_1 = \omega$, а при больших коэффициентах затуханий, когда грунты фундаментов играют роль сейсмоизоляции, они определяются с учетом затухания по формуле $\omega_1 = \sqrt{\omega^2 - \varepsilon^2}$.

Рассмотрим теперь вынужденные горизонтальные колебания фундамента с опорой с затуханием. Расчетная схема показана на рис.2.7. Для удобства чтения горизонтальное абсолютное перемещение массы «m» ($x + x_0$) преувеличены.

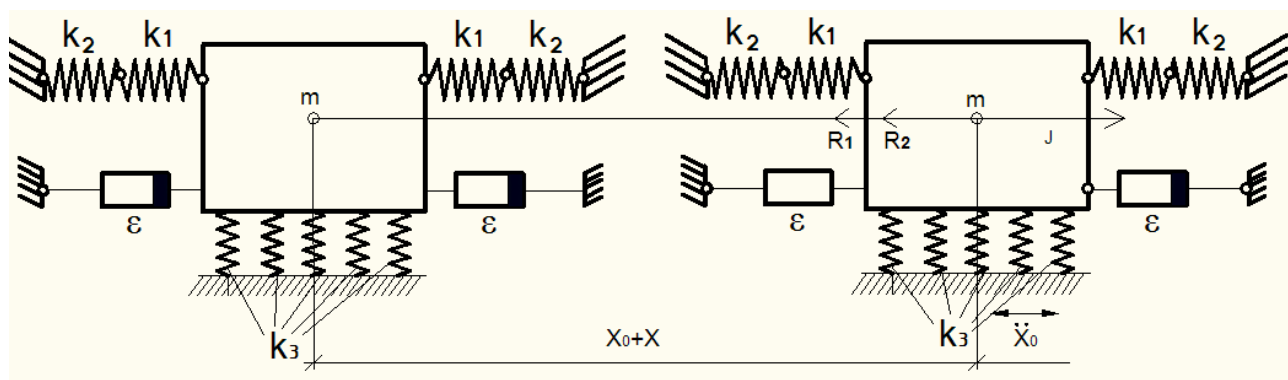
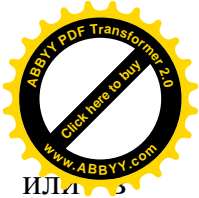


Рис.2.7. Расчетная схема вынужденных горизонтальных колебаний системы с затуханием:

x – относительное перемещение фундамента; x_0 – перемещение основания;
 $(x_0 + x)$ – абсолютное перемещение фундамента; \ddot{x}_0 - ускорение основания



Уравнение колебания системы будет как в (2.8) $\vec{J} = \vec{R}_1 + \vec{R}_2$ или в скалярном виде $m(\ddot{x}_0 + \ddot{x}) = -kx - \mu\dot{x}$ или, сокращая на m , получим

$$\ddot{x} + 2\varepsilon\dot{x} + \omega^2x = -\ddot{x}_0, \quad (2.29)$$

где ε , ω - коэффициент затухания, круговая частота собственного колебания системы соответственно; \ddot{x}_0 - ускорение основания; x , \dot{x} , \ddot{x} - перемещение, скорость, ускорение массы m .

Для удобства обозначим $-\ddot{x}_0 = f(t)$, где $f(t)$ - функция от времени, которая может быть задана в виде акселерограммы, ряда или аналитическими выражениями, тогда выражение (2.10) примет вид /52, 82/:

$$\ddot{x} + 2\varepsilon\dot{x} + \omega^2x = f(t). \quad (2.30)$$

Решение (2.30) будет /52, 82/:

$$x = A \cdot e^{-\varepsilon t} (\sin \omega_1 t + \alpha) + \frac{1}{\omega_1} \int_0^t f(\tau) e^{-\varepsilon(t-\tau)} \cdot \sin \omega_1(t-\tau) d\tau, \quad (2.31)$$

где τ - время интегрирования. В случае, когда $f(t) = A_0 \cdot \sin(\theta t + \beta)$, где A_0 - амплитуда вынужденных колебания; θ - круговая частота вынужденных колебаний; β - начальная фаза вынужденных колебаний, решение (2.31) приводит к следующей формуле /52, 82/:

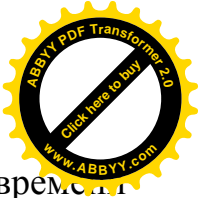
$$x = A \cdot e^{-\varepsilon t} \sin(\omega_1 t + \alpha) + B \cdot e^{-\varepsilon t} [\sin(\beta - \vartheta) \cdot \cos \omega_1 t + \frac{\theta}{\omega_1} \left[\cos(\beta - \vartheta) + \frac{\varepsilon}{\theta} \sin(\beta - \vartheta) \right] \sin \omega_1 t] + B \cdot \sin(\theta t + \beta - \vartheta), \quad (2.32)$$

где

$$B = \frac{A_0}{L}; \quad \sin \vartheta = \frac{2\varepsilon\theta}{L}; \quad \cos \vartheta = \frac{\omega^2 - \theta^2}{L}; \quad (2.33)$$

$$\operatorname{tg} \vartheta = \frac{2\varepsilon\theta}{\omega^2 - \theta^2}; \quad L = \sqrt{(\omega^2 - \theta^2)^2 + 4\varepsilon^2\theta^2}.$$

Первый член в формуле (2.32) представляет затухающие свободные колебания с начальными отклонениями x_0 и скоростью V_0 , происходящие с частотой $\omega_1 < \omega$; второй член описывает затухающие сопровождающие колебания, происходящие с частотой ω_1 и вызванные внешним воздействием $f(t)$, и, наконец, третий член определяет вынужденные гармонические



колебания, происходящие с частотой θ . По прошествии некоторого времени первые два слагаемых колебаний x затухают и останутся только вынужденные колебания, которые будут происходить с постоянной амплитудой V и частотой θ , т.е. система будет колебаться в установившемся режиме. Начальный же период, до исчезновения колебаний с частотой ω_1 , называют периодом неустановившихся колебаний, или переходным. При нулевых начальных значениях $x_0, V_0, \alpha = 0, \beta = 0$ формула (2.32) упрощается и может быть представлена в виде:

$$x = \frac{A_0}{L} \left\{ \frac{\theta}{L} e^{-\varepsilon t} \left[2\varepsilon \cos \omega_1 t - \frac{1}{\omega_1} (\omega^2 - \theta^2 - 2\varepsilon^2) \cdot \sin \omega_1 t \right] + \sin(\theta t - \vartheta) \right\} \quad (2.34)$$

Установившаяся часть колебаний (после затухания колебаний с частотой ω_1) имеет амплитуду /52, 82, 96/:

$$x_d = \frac{A_0}{\sqrt{(\omega^2 - \theta^2)^2 + 4\varepsilon^2 \theta^2}} = \frac{x_c}{\sqrt{(1 - z^2)^2 + 4r^2 z^2}}, \quad (2.35)$$

где A_0 – максимальная амплитуда ускорения, $z = \frac{\theta}{\omega}$; $\eta = \frac{\varepsilon}{\omega}$; $x_c = \frac{A_0}{\omega^2}$ – статическое перемещение.

Из (2.35) найдем величину коэффициента динамичности $1 + \mu = \frac{x_d}{x_{ст}}$.

$$1 + \mu = \left| \frac{1}{\sqrt{(1 - z^2)^2 + 4\eta^2 \cdot z^2}} \right|. \quad (2.36)$$

На рис. 2.8 представлен график формулы (2.36) при различных η .

Анализ формулы (2.36) позволяет сделать вывод:

1. Величина $(1 + \mu)$ ни при каких значениях z не стремится к ∞ .
2. Максимум $(1 + \mu)$ соответствует значению $z = \sqrt{1 - 2\eta^2}$, а не $z = 1$, и равен (см. рис.2.8)

$$1 + \mu = \frac{1}{2\eta(1 - \eta^2)^{0.5}}. \quad (2.37)$$

Формула (2.37) получается из формулы (2.36), исследуя функцию на экстремум.



Для этого первое производное функции $(1 + \mu)$ по z приравниваем к нулю и находим критическую точку $z = \sqrt{1 - 2\eta^2}$. Потом, подставляя это значение z в формулу (2.36), находим формулу (2.37), при которой функция имеет максимум.

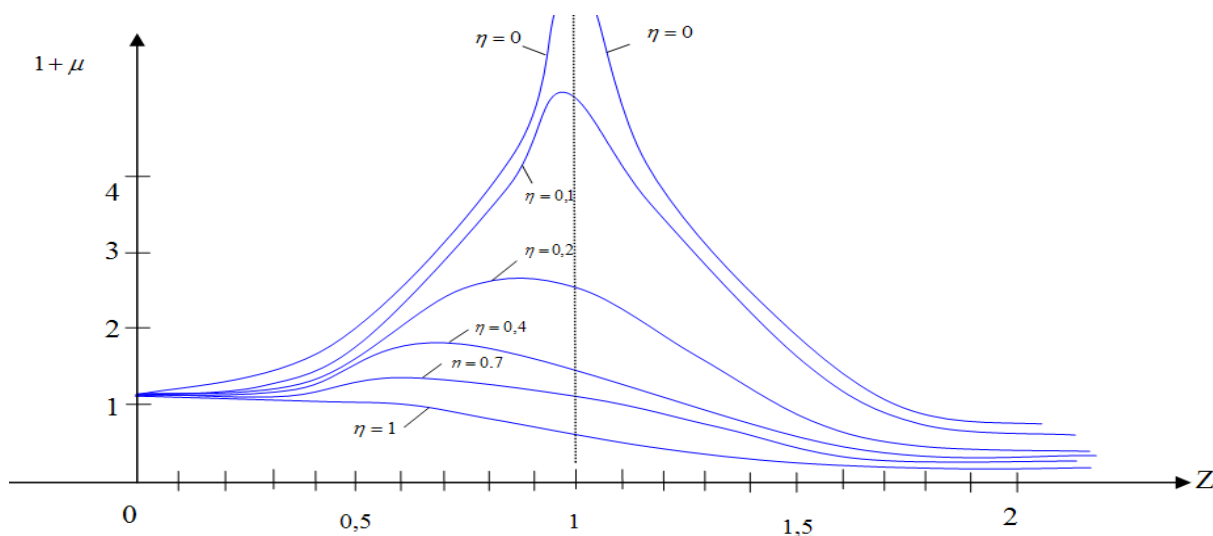


Рис.2.8. График коэффициента динамичности при различных η

3. При небольших значениях η величина $z \approx 1$. Обычно при этом в качестве резонанса рассматривают случай, когда $z = 1$, и тогда

$$1 + \mu = \frac{1}{2\eta} = \frac{\omega}{2\varepsilon} = \frac{2\pi}{T \cdot 2\varepsilon} = \frac{\pi}{\delta}$$

Таким образом, если в результате испытания системы известна величина $(1 + \mu)$, то можно найти и величину логарифмического декремента колебаний

$$\delta = \frac{\pi}{1 + \mu}. \tag{2.38}$$

4. Из рис. 2.8 видно, что максимум кривых коэффициента динамичности для больших значений коэффициента $\eta = \frac{\varepsilon}{\omega}$ (коэффициента затухания) как это бывает в грунтах лежит левее единицы: $z = 1$. При малых значениях η максимум соответствует при значениях $z \approx 1$, а при $\eta = 0$, $z = 1$ динамический коэффициент стремится к бесконечности.

5. В модели «грунт – фундамент» в сейсмостойком строительстве расчеты на сейсмическую нагрузку надо производить, определяя действительные



коэффициенты затухания и периоды собственных колебаний системы «грунт-фундамент», так как эти величины больше, чем коэффициенты затухания и периоды собственных колебаний зданий и сооружений, принимаемых в расчетах.

2.3. Сейсмический расчет опоры фундамента балочного моста с сейсмоизолирующими грунтами

При проектировании балочных мостов для сейсмических районов приходится значительно увеличивать расход материалов на фундамент и опоры, воспринимающие сейсмическую нагрузку.

Снизить действие сейсмических сил можно путем устройства сейсмоизолирующих поясов на опорах моста в уровне подферменной площадки и в уровне фундамента опор. В последнем случае фундамент опоры разрезается горизонтальной плоскостью на две половины, между которыми устанавливаются скользящие опорные устройства и упругие опоры, которые ограничивают горизонтальные перемещения опоры относительно фундамента. При этом обеспечивается также устойчивость опоры против опрокидывания специальными устройствами /101-108, 115, 116/.

В данной работе рассматривается сейсмоизоляция фундамента опор в уровне подошвы и по периметру боковой части фундамента. Такое устройство основания может быть при опирании фундаментов на слабых грунтах или при устройстве сейсмоизолирующих экранов на прочных грунтах.

В данных исследованиях показывается рациональность применения сейсмоизолирующего пояса в уровне подошвы фундамента опоры и сопоставляется работа нижнего сейсмоизолирующего пояса с традиционным фундаментом опоры балочного моста.

Для анализа работы опорных поясов и определения сейсмических сил в опорах моста использована методика, принятая в нормах СНиП II-7-81* и СНиП КР 20-02: 2009.

Рассмотрим традиционную схему балочных мостов, когда фундамент и опора без сейсмоизоляции. Самым опасным воздействием землетрясений на

балочные мосты, является горизонтальное продольное колебание опор, которые воспринимают и веса пролетного строения при неподвижных опорных частях. В этом направлении конструкция моста имеет наименьшую жесткость при изгибе.

Масса пролетного строения учитывается сосредоточенной массой m_1 в уровне верха опор, а масса опоры и фундамента - сосредоточенной массой m_2 в середине опоры. При этом m_2 – приведенная масса фундамента и опоры в уровне середины высоты опоры.

На рис. 2.9а представлены расчетные схемы опор балочного моста с традиционной схемой и с сейсмоизолирующим фундаментом.

Роль сейсмоизоляции фундамента играет слабое основание с искусственной подушкой или прочный грунт с песчаной подготовкой под подошвой фундамента и вокруг его периметра. В обоих случаях основание амортизируется при сейсмических воздействиях.

Представленные схемы на рис. 2.10 имеют две степени свободы. Для традиционной схемы на рис. 2.9а - опора жестко закреплена в грунт, а на рис. 2.9б – упруго соединена с основанием. Приведенный коэффициент жесткости грунтов k учитывает горизонтальные и сдвиговые жесткости оснований, который определяется по формуле (2.13), который характеризует жесткостные характеристики грунтов оснований.

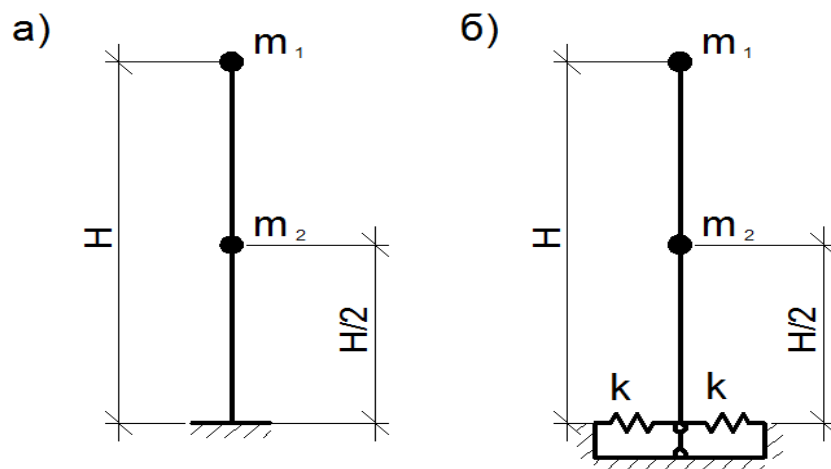


Рис.2.9. Расчетные схемы опоры балочного моста для определения собственных частот:

а) фундамент опоры с жестким защемлением; б) фундамент опоры с упругой связью.

Для определения сейсмических нагрузок, сначала определяются собственные периоды и формы колебания.

Каноническое уравнение для систем с двумя степенями свободы примет вид /52, 55, 82/:

$$\begin{cases} (m_1 \delta_{11} \omega_i^2 - 1) \cdot x_{1i} + m_2 \delta_{12} \omega_i^2 \cdot x_{2i} = 0 \\ m_1 \delta_{21} \omega_i^2 \cdot x_{1i} + (m_2 \delta_{22} \omega_i^2 - 1) \cdot x_{2i} = 0 \end{cases} \quad (2.39)$$

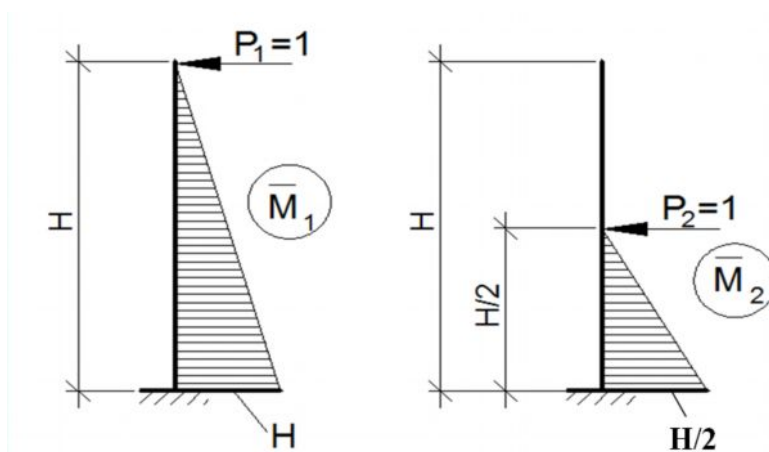


Рис.2.10. Схемы для определения единичных перемещений

Разделим уравнение (2.39) на ω_i^2 и получим:

$$\begin{cases} \left(m_1 \delta_{11} \omega_i^2 - \frac{1}{\omega_i^2} \right) \cdot x_{1i} + m_2 \delta_{12} \cdot x_{2i} = 0 \\ m_1 \delta_{21} \cdot x_{1i} + \left(m_2 \delta_{22} - \frac{1}{\omega_i^2} \right) \cdot x_{2i} = 0 \end{cases} \quad (2.40)$$

Обозначив $\frac{1}{\omega_i^2} = \lambda_i$ имеем:

$$\begin{cases} (m_1 \delta_{11} - \lambda_i) \cdot x_{1i} + m_2 \delta_{12} \cdot x_{2i} = 0 \\ m_1 \delta_{21} \cdot x_{1i} + (m_2 \delta_{22} - \lambda_i) \cdot x_{2i} = 0 \end{cases} \quad (2.41)$$

Система имеет решения, когда определитель составленный из коэффициентов равен нулю.

$$\begin{bmatrix} (m_1 \delta_{11} - \lambda_i) & m_2 \delta_{12} \\ m_1 \delta_{21} & (m_2 \delta_{22} - \lambda_i) \end{bmatrix} = 0; \text{ отсюда} \\ \lambda_i^2 - (\delta_{11} m_1 + \delta_{22} m_2) \lambda_i + (\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2) \cdot m_1 m_2 = 0 \quad (2.42)$$

Таким образом, получили частотное уравнение системы с двумя степенями свободы.

Для определения частоты собственных колебаний первой и второй форм определяются единичные перемещения $\delta_{11}, \delta_{12}, \delta_{21}, \delta_{22}$ переумножением эпюр.

Определим единичные перемещения для схемы на рис.2.11а. Для этого построим эпюры $\overline{M}_1, \overline{M}_2$ от единичных сил.

На рис. 2.10 представлена схема определения построения эпюр единичных моментов $\overline{M}_1, \overline{M}_2$.

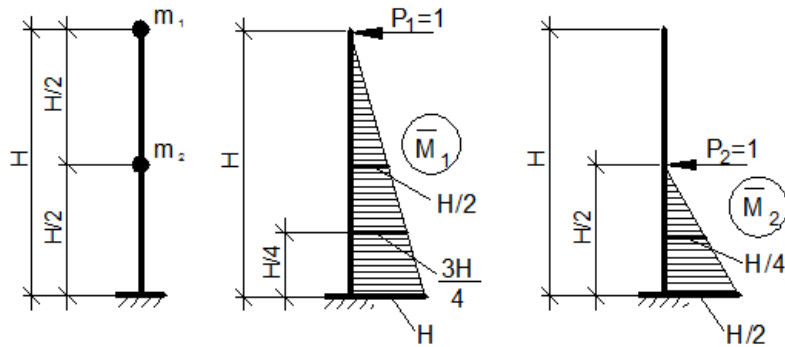


Рис. 2.11. Схема определения единичных перемещений

Определяем единичные перемещения:

$$\delta_{11} = \overline{M}_1 \cdot \overline{M}_2 = \left(\frac{H^2}{2} \cdot \frac{2}{3} H \right) \cdot \frac{1}{EJ} = \frac{H^3}{3EJ}$$

$$\delta_{22} = \overline{M}_1 \cdot \overline{M}_2 = \left(\frac{H^2}{8} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{H}{2} \right) \cdot \frac{1}{EJ} = \frac{H^3}{24EJ}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \overline{M}_1 \cdot \overline{M}_2 = \frac{H/2}{6EJ} \left(0 \cdot \frac{H}{2} + 4 \cdot \frac{3H}{4} \cdot \frac{H}{4} + H \cdot \frac{H}{2} \right) = \frac{H}{12EJ} \left(\frac{3H^2}{4} + \frac{H^2}{2} \right) = \frac{5H^3}{48EJ}$$

Единичные перемещения будут:

$$\delta_{11} = \frac{H^3}{3EJ}, \delta_{22} = \frac{H^3}{24EJ}, \delta_{12} = \delta_{21} = \frac{5H^3}{48EJ} \quad (2.43)$$

Теперь определяем единичные перемещения для опоры с сейсмоизолирующим фундаментом: $\delta_{11}^I, \delta_{12}^I, \delta_{21}^I, \delta_{22}^I$

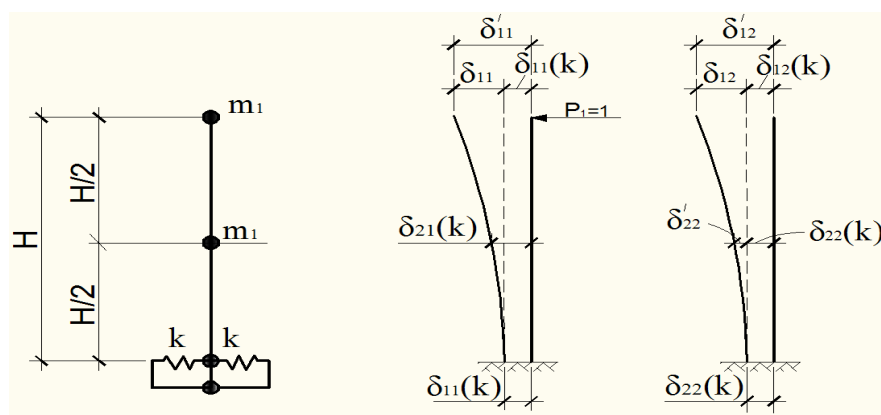


Рис. 2.12. Схема определения единичных перемещений для опоры с сейсмоизолирующим фундаментом



Из схемы видно, что $\delta_{11}^I = \delta_{11}(k) + \delta_{11}$, $\delta_{22}^I = \delta_{22}(k) + \delta_{22}$.

Единичные перемещения по вышеуказанным формулам и с учетом формулы (2.43) будут:

$$\begin{aligned}\delta_{11}^I &= \delta_{11} + \delta_{11}(k) = \frac{H^3}{3EJ} + \frac{1}{k} = \frac{kH^3 + 3EJ}{3EJk}, \\ \delta_{22}^I &= \delta_{22} + \delta_{22}(k) = \frac{H^3}{24EJ} + \frac{1}{k} = \frac{kH^3 + 24EJ}{24EJk}, \\ \delta_{12}^I + \delta_{21}^I &= \delta_{12} + \delta_{12}(k) = \frac{5H^3}{48EJ} + \frac{1}{k} = \frac{5kH^3 + 48EJ}{48EJk}\end{aligned}$$

Напишем отдельно:

$$\begin{aligned}\delta_{11}^I &= \frac{kH^3 + 3EJ}{3EJk}, \\ \delta_{22}^I &= \frac{kH^3 + 24EJ}{24EJk}, \\ \delta_{12}^I &= \delta_{21}^I = \frac{5kH^3 + 48EJ}{48EJk}\end{aligned}\tag{2.44}$$

Здесь k – жесткость грунтов, определяемой по формуле (2.13), EJ – жесткость опоры с фундаментом при изгибе, H – высота от верха опоры до половины высоты фундамента.

Тогда частотное уравнение для опоры на фундаменте с сейсмоизоляцией с учетом формул (2.42) и (2.43) будет:

$$\lambda_n^2 - (\delta_{11}^I m_1 + \delta_{22}^I m_2) \lambda^1 + (\delta_{11}^I \cdot \delta_{22}^I - (\delta_{12}^I)^2) \cdot m_1 \cdot m_2 = 0\tag{2.45}$$

$$\text{Обозначим } B^I = \delta_{11}^I m_1 + \delta_{22}^I m_2; \quad C^I = (\delta_{11}^I \cdot \delta_{22}^I - (\delta_{12}^I)^2) \cdot m_1 \cdot m_2$$

Тогда, частотное уравнение (2.45) примет вид:

$$\lambda^2 - B^I \lambda^1 + C^I = 0\tag{2.46}$$

А частотное уравнение для опоры с традиционной схемой с жестким фундаментом по (2.42) будет:

$$\lambda^2 - B \lambda + C = 0\tag{2.47}$$

$$\text{где, } B = \delta_{11} \cdot m_1, \quad C = (\delta_{11} \cdot \delta_{22} - \delta_{12}^2) \cdot m_1 \cdot m_2$$

$$\lambda_{1,2} = \frac{1}{2} (B \pm \sqrt{B^2 - 4C})\tag{2.50}$$

Аналогично для опоры с сейсмоизоляцией в фундаменте будет:

$$\lambda_{1,2}^I = \frac{1}{2} (B^I \pm \sqrt{B^{I2} - 4C^I})\tag{2.51}$$



где, $\lambda_i = \frac{1}{\omega_i^2}$, $\lambda_i^I = \frac{1}{(\omega_i^I)^2}$; ω_i^I и ω_i - круговые частоты собственных колебаний опоры с сейсмоизолирующим фундаментом и жестким фундаментом, соответственно.

Определение собственных частот опоры балочного моста через р. Коргон-Сай

Рассмотрим колебания балочного пешеходного моста по предложенной схеме на рис.2.7., как систему с одной степенью свободы. Масса m включает массу опоры с фундаментом и пролетного строения. Тогда $m = m_1 + m_2$, где $m_1=13,86\text{т}$ – масса металлического пролетного строения, $m_2=35,64\text{т}$ – масса железобетонной опоры с фундаментом, тогда $m = m_1 + m_2 = 49,5\text{т}$.

Фундамент опоры опирается на насыпной (слабый грунт) через песчано-щебеночной подушки оптимальной фракции послойным уплотнением. Высота искусственного основания подобраны по формуле Долматова и составляет 1,9м.

Коэффициенты жесткостей пружин показанной на рис. 2.4 вычислены по коэффициентам постели грунтов вокруг фундамента. Они были следующими: $k_1=37500\text{кН/м}$, $k_2=105000\text{кН/м}$, $k_3=12600\text{кН/м}$, $\varphi=31^\circ$, $\Delta=2\text{см}=0,02\text{м}$ – максимальное смещение при 9 балльном землетрясении по MSK-64.

По формуле (2.13) определяем приведенную общую жесткость упругой связи $k = 3002,58 \text{ кН/м}$.

Круговая частота собственных колебаний опоры будет:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{3002,58\text{кН/м}}{49,5\text{т}}} = \sqrt{\frac{3002580\text{Н/м}}{49500\text{кг}}} = \sqrt{60,66} = 7,8 \frac{\text{рад}}{\text{сек}};$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{6,28}{7,8} = 0,81\text{сек.}$$

Итак, период собственного горизонтального колебания по оси балочного моста составляет $T=0,81\text{сек}$. Это объясняется тем, что искусственные основания на слабом грунте увеличивает период собственного колебания опоры моста, хотя опора имеет жесткую конструктивную систему.



Определение собственного колебания моста, как система с двумя степенями свободы

На рис. 2.9а показана опора на жестком основании, а на рис. 2.9б – опора на сейсмоизолирующем основании.

Исходные данные получены из проекта моста и следующие:

Высота опоры до середины фундамента $H=3\text{м}$, жесткость при изгибе опоры в продольном направлении $EJ=3,645\cdot 10^6 \text{ т}\cdot\text{м}^2$. Единичные перемещения по формуле (2.43) будут:

$$\delta_{11}=2,466\cdot 10^{-6} \frac{\text{М}}{\text{Т}}, \delta_{22}=0,309\cdot 10^{-6} \frac{\text{М}}{\text{Т}}, \delta_{12}=\delta_{21}=0,772\cdot 10^{-6} \frac{\text{М}}{\text{Т}}.$$

Сосредоточенная массы пролетного строения и опоры с фундаментом - $m_1=13,86\text{т}$ и $m_2=35,64\text{т}$, соответственно.

Определяем коэффициенты канонического уравнения (2.47) B, C .

$$B=m_1\delta_{11}+m_2\delta_{22}=45,192\cdot 10^{-7}\text{сек}^2$$

$$C=(\delta_{12}\delta_{22}-\delta_{12}^2)m_1m_2=81,999\cdot 10^{-14}\text{сек}^4$$

Подставляя эти значения в формулу (2.50) получим:

$$\lambda_1=43,3\cdot 10^{-7}\text{сек}^2; \lambda_2=1,9\cdot 10^{-7}\text{сек}^2.$$

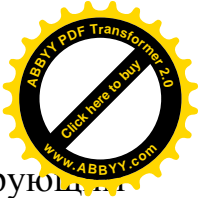
Круговые частоты первого и второго форм колебаний будут:

$$\omega_1=\frac{1}{\sqrt{\lambda_1}}=480,5 \frac{\text{рад}}{\text{сек}} \text{ и } \omega_2=\frac{1}{\sqrt{\lambda_2}}=2298,85 \frac{\text{рад}}{\text{сек}}, \text{ соответственно.}$$

$$\text{Периоды } T_1=\frac{2\pi}{\omega_1}=0,013\text{сек}, T_2=0,0027\text{сек}.$$

Из этого следует, что опора моста относится к жестким сооружениям и для этого достаточно расчитать на сейсмическую нагрузку как систему с одной степенью свободы по первой форме колебания, а частоты собственного колебания можно определить по формуле (2.14), когда фундамент опирается на слабые грунты через искусственное основание в виде подушки с оптимальной фракции песчано-щебеночного грунта.

Теперь определяем частоты собственного колебания опоры балочного моста с вышеуказанным фундаментом как с двумя степенями свободы (рис.2.10б).



Каноническое уравнение частот опоры с сейсмоизолирующим фундаментом представлено формулой (2.46). Собственные частоты колебания определяются по формуле (2.51), а коэффициенты B^I и C^I определяются аналогично предыдущего примера.

$$B^I = \delta_{11}^I m_1 + \delta_{22}^I m_2; C^I = (\delta_{11}^I \cdot \delta_{22}^I - (\delta_{12}^I)^2) \cdot m_1 \cdot m_2$$

Здесь единичные перемещения определяются по формулам (2.44).

Подставляя значений k , H , EJ получим следующие значения единичных перемещений:

$$EJ = 3,645 \cdot 10^6 \text{ Г} \cdot \text{м}^2 = 36,45 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2; k = 3002,58 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$\delta_{11}^I = 333,305 \cdot 10^{-6} \frac{\text{м}}{\text{кН}};$$

$$\delta_{22}^I = 333,077 \cdot 10^{-6} \frac{\text{м}}{\text{кН}};$$

$$\delta_{12}^I = \delta_{21}^I = 333,432 \cdot 10^{-6} \frac{\text{м}}{\text{кН}};$$

$$\delta_{11}(k) = \delta_{22}(k) = \delta_{12}(k) = 333,046 \frac{\text{м}}{\text{кН}}.$$

Отсюда следует для жестких опор при сейсмоизоляции играет основную роль коэффициенты жесткостей сейсмоизолирующих опорных устройств, в нашем случае жесткости k_1, k_2, k_3 грунтов оснований.

Используя эти значения единичных перемещений и масс определяем коэффициенты B^I и C^I :

$$B^I = 16490,4716 \cdot 10^{-6} \text{ сек}^2; C^I = 79365,7914 \cdot 10^{-12} \text{ сек}^4.$$

Тогда, по формуле (2.51) λ_1 и λ_2 будет:

$$\lambda_1 = 16485,655 \cdot 10^{-6} \text{ сек}^2; \lambda_2 = 4,88 \cdot 10^{-6} \text{ сек}^2.$$

Соответственно круговые частоты и периоды собственных колебаний будут для первой формы:

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{\lambda_1}} = \frac{1}{\sqrt{16485,655 \cdot 10^{-6}}} = \frac{10^3}{128,4} = 7,79 \frac{\text{рад}}{\text{сек}};$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{6,28}{7,79} = 0,806 \text{ сек.}$$

Для второй формы:



$$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{4,88 \cdot 10^{-6}}} = \frac{10^3}{2,195} = 455,58 \frac{рад}{сек};$$
$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{6,28}{455,58} = 0,014 \text{ сек.}$$

Отсюда следует для жестких опор балочных мостов расчет произвести только по первой форме колебаний. Изгибные жесткости жестких опор не влияет на работы сейсмоизолирующего фундамента.

Период собственного колебания опоры по первой форме колебаний совпадает с периодом собственного колебания фундамента с опорой, рассмотренный в параграфе 2.2. по формуле (2.14).

Отсюда следует что, при сейсмоизоляции жестких опор с фундаментом балочных мостов можно использовать формулу (2.14), а опоры с фундаментом и пролетное строение рассматривать как жесткое тело массой m .

Этот метод облегчает расчеты проектировщикам.

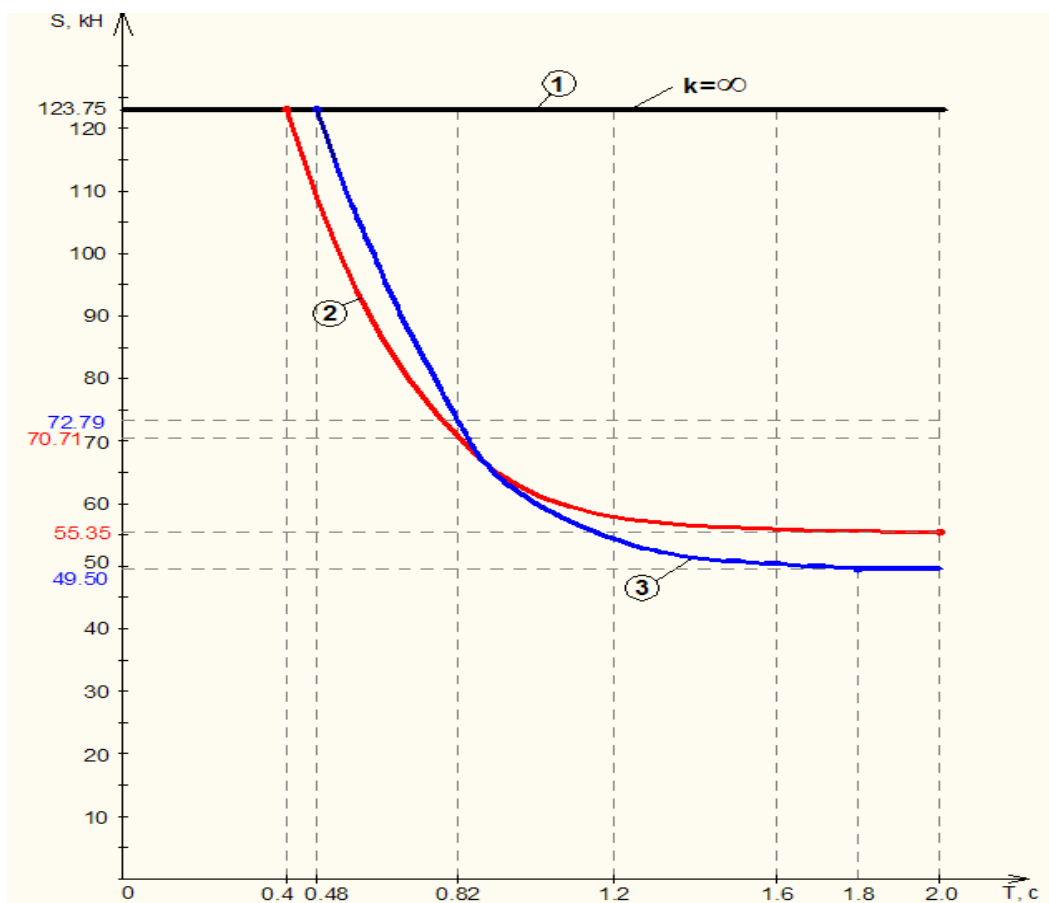
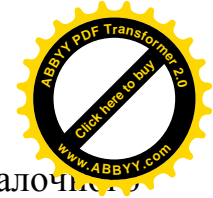


Рис. 2.13. График зависимости сейсмической силы от периода собственного колебания балочного моста:

1 – график жесткой опоры без сейсмоизоляции; 2 – график жесткой опоры с сейсмоизоляцией по СНиП II – 17-81*; 3 – график жесткой опоры с сейсмоизоляцией по СНиП КР 20-02:2009



На рис. 2.13 представлен график сейсмической силы S балочного пешеходного моста от периода собственного колебания опоры T . Кривая 1 – для опоры без сейсмоизоляции, кривая 2 – для опоры с сейсмоизоляцией, построенная по СНиП II – 17-81*, а кривая 3 – по СНиП КР 20-02:2009. Собственный период опоры с сейсмоизоляцией (балочного моста ч. р. Коргон-Сай) $T=0,82$ сек. Из графиков видно, что сейсмическая сила по СНиП II – 17-81* уменьшается на $123,75/70,71=1,75$ раза, а по СНиП КР 20-02:2009 – $123,75/72,79=1,70$ раза, а в среднем примерно 2 раза.

2.4. Сейсмоизоляция фундаментов балочных мостов из местных грунтовых материалов

На практике сейсмозащиты сооружений применяются различные методы защиты сооружений и объектов от сейсмических воздействий [52, 82].

Одним из путей защиты сооружений и целых населенных пунктов от сейсмических воздействий является устройство сейсмоэкранов по контуру вышеуказанных объектов. Сейсмоэкрэн представляет собой траншею, заполненную пористым или сыпучим грунтом (рис.2.10).

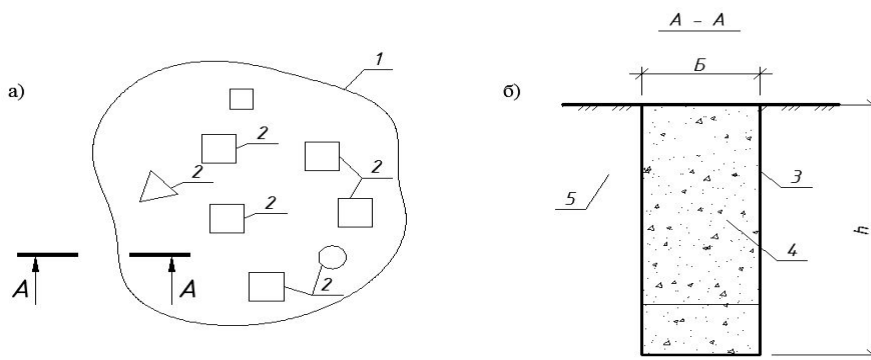


Рис. 2.14. Конструкция сейсмоэкрана:

- а) Защита населенного пункта сейсмоэкраном; б) Конструкция сейсмоэкрана: 1-сейсмоэкрэн по контуру населенного пункта; 2-здания и сооружения; 3-траншея; 4-пористый или сыпучий грунт; 5-природный грунт.

Принцип работы сейсмоэкрана заключается в том, что сейсмические волны при переходе через траншею с пористым грунтом отражаются и преломляются в зависимости от сейсмических жесткостей природного и пористого грунтов. Такое явление в некоторой степени изолирует сейсмические

воздействия на зданий и сооружений, находящихся внутри контура сейсмоэкрана.

Существуют конструкции сейсмоизолирующих экранов, которые расположены по периметру фундаментов зданий и сооружений /27, 28, 107, 108/.

Рассмотрим конструкцию сейсмоизолирующего экрана вблизи фундамента и анализируем сейсмическое воздействие на фундамент (рис. 2.15).

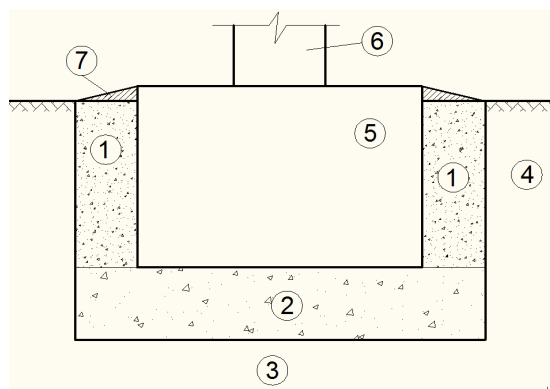


Рис. 2.15. Фундамент с сейсмоизолирующим экраном:
 1-сейсмоэкран с пористым грунтовым материалом; 2-подстеляющий слой из гравийно-песчаного грунта; 3-грунт основания; 4-природный грунт вокруг фундамента; 5-фундамент; 6-опора мостов (колонна или стена здания)

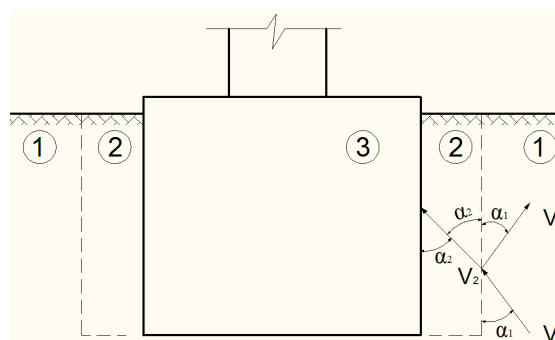


Рис. 2.16. Схема воздействия сейсмической волны:
 1-природный галечниковый грунт;
 2-пористый сыпучий грунтовой материал;
 3-железобетонный фундамент;
 V_1 и V_2 – падающие волны в средах 1 и 2, соответственно;
 V_1^1 – отраженная волна в среде 1

В работах /27 и 28/ рассмотрено воздействие сейсмических волн на подошву фундамента, а на рисунке 2.16 рассматривается воздействие сейсмических волн на боковую стенку фундамента.

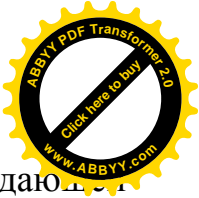
Так как, сейсмическое воздействие рассматривается в виде волн, тогда на основе закона преломления волн в твердых средах должно выполняться следующее условие для участков 1 и 2 /54/:

$$\frac{\cos \alpha_1}{V_1} = \frac{\cos \alpha_2}{V_2} \quad \text{или} \quad \frac{V_1}{V_2} = \frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2} \quad (2.52)$$

где, V_1 и V_2 – скорости падающей и преломленной волн;

α_1 и α_2 - углы падающих и преломленных волн в участках 1 и 2 на рис.2.16.

Скорость преломленной волны в сейсмоэкране (пористого или рыхлого



грунта, участок 2) уменьшается, поэтому для снижения скорости падающей волны должно соблюдаться условие из выражения (2.52)

$$\frac{V_1}{V_2} > 1 \quad \text{или} \quad V_1 > V_2, \quad \text{тогда по (2.52)} \quad \frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2} > 1 \quad \text{или} \quad \cos \alpha_1 > \cos \alpha_2, \quad \text{в}$$

нашем случае α_1 меняется от 0° до 90° , тогда имеем

$$\alpha_2 > \alpha_1. \quad (2.53)$$

Условие (2.53) выполняется при переходе волны из плотного грунта в рыхлый грунт, т.е. $\rho_1 > \rho_2$, где $\rho_1 - \rho_2$ - плотности плотного и рыхлого грунтов.

На фундамент действует преломленная волна со скоростью V_2 .

Анализируем влияние сейсмоизолируемого экрана на фундамент при сейсмическом воздействии, сравнивая энергии падающих и преломленных сейсмических волн.

Энергия волны на единицу длины волны вычисляется по формуле, предложенной в работе /54/.

$$E = \frac{1}{8} \rho g h^2 \lambda, \quad (2.54)$$

где ρ – плотность грунта, $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ ускорение свободного падения,

h – полный размах амплитуды волны. λ – длина волны, $\lambda = V \cdot T$, где V – скорость, T – период волны.

Предположим, что амплитуды и период колебания волн в двух участках равны, $h_1 = h_2 = h$, $T_1 = T_2 = T$.

Тогда, энергия падающей волны на первом участке:

$$E_1 = \frac{1}{8} \rho_1 g h^2 \lambda_1 = \frac{1}{8} \rho_1 g h^2 V_1 T, \quad (2.55)$$

а энергия преломленной волны на втором участке:

$$E_2 = \frac{1}{8} \rho_2 g h^2 V_2 T; \quad (2.56)$$

Для сравнения берем отношение

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{\rho_1 V_1}{\rho_2 V_2}. \quad (2.57)$$

Исходные данные для грунтов следующие:

$\rho_1 = 2200 \text{ кг/м}^3$ – плотность природного галечникового грунта;

$\rho_2 = 1900 \text{ кг/м}^3$ – плотность пористого или рыхлого грунта;



$V_1 = 230$ м/с – скорость распространения волны в галечниковом грунте;

$V_2 = 135$ м/с – скорость распространения волны в пористом или рыхлом грунте.

Подставляя эти значения в формулу (2.57), получим

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{2200 \cdot 230}{1900 \cdot 135} = 1,97 \approx 2 \text{ раза.} \quad (2.58)$$

Отсюда видно, что энергии при преломлении волны уменьшается в 2 раза, т.е. интенсивность сейсмического воздействия на фундамент уменьшается на 1 балл.

Отсюда следует, что применение сейсмоизолирующего экрана снижает расчетную сейсмическую нагрузку в 2 раза и тем самым повышает надежность работы фундамента и сооружения при сейсмическом воздействии.

Предложенную конструкцию можно применить для фундаментов опор путепроводов, эстакад и малоэтажных зданий, а также для защиты зданий, сооружений и оборудования от вибрации создаваемых транспортом и взрывом.

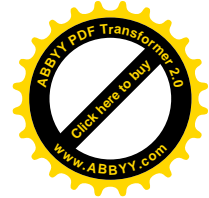
В работе /25/ рассмотрено влияние волнового числа на сейсмостойкость сооружений. В случае большой ширины рыхлого или пористого грунта в сейсмоэкране последующая волна может накладываться на предыдущую и вызывать нарастание амплитуд. Такой интерференционный эффект зависит от соотношения длины сейсмической волны « λ » и толщины слоя « β » сейсмоизолирующего слоя.

Задачу о интерференции волн в слое рассматривал Е.Ф.Саваренский /84/, а применительно сейсмомикрорайонированию – А.З.Кац /59/.

Условие резонанса возможно в том случае, если толщина слоя « β » и длины гармонических волн « λ » находятся в соотношениях

$$\frac{\beta}{\lambda} = \frac{1}{4}; \frac{3}{4}; \frac{5}{4}; \frac{(2k-1)}{4}, \quad K = 1, 2, 3, \dots, n \quad (2.59)$$

В нашем случае толщина слоя намного меньше длины волны и не попадает в интервал формулы (2.59), т.е. при толщине слоя весьма малой по сравнению с длиной волны, увеличение или уменьшение колебания в слое определяется только его сейсмической жесткостью /67/.



2.5. Заключение по главе 2.

1. Учет при определении собственных колебаний фундамента опор коэффициентов жесткостей k_1 , k_2 , k_3 грунтов приводит к уменьшению круговой частоты собственного колебания опоры с фундаментом (см. формулу 2.14).

2. Учет коэффициента затухания ε при определении периода собственного колебания фундамента с опорой на искусственном основании увеличивает его значение (см. формулу 2.17).

3. Предложенные формулы 2.14, 2.17, 2.20 и графики на рисунках 2.4, 2.6, 2.8 – можно использовать при расчете фундамента опор с сейсмоизоляцией на сейсмические нагрузки.

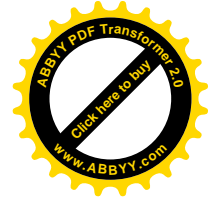
4. При определении сейсмической силы на опору с жесткой конструктивной схемы, т.е. с периодом собственного колебания $T \leq 0,4$ сек, опоры с фундаментом можно рассматривать как жесткое тело с сосредоточенной массой m и расчет можно проводить по первой форме колебания.

5. Жесткостные характеристики жесткой опоры не влияет на работу сейсмоизолирующего фундамента при колебании, а влияет только её масса и масса пролетного строения.

6. Применение сейсмоизолирующих искусственных оснований увеличивает периоды и коэффициент затуханий системы «грунт-сооружения» и тем самым снижают сейсмическое воздействие на фундамент опоры мостов.

7. Применение при строительстве балочных мостов искусственного основания способствует снижению сейсмической нагрузки в 2 раза.

8. Искусственное основание играет роль сейсмоизолирующего экрана и в связи с этим части сейсмических волн преломляются и отражаются на границах слоев оснований и снижаются сейсмические воздействия на фундамент опоры моста.



ГЛАВА 3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВЛИЯНИЯ ИСКУССТВЕННОГО ОСНОВАНИЯ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКОМ ВОЗДЕЙСТВИИ НА ФУНДАМЕНТ БАЛОЧНОГО МОСТА

3.1. Явления, происходящие в грунтах при динамических воздействиях

В случае, когда грунт не пригружен, при рыхлого несвязного грунта свойственно явление виброкомпрессии, что может быть выражен, вплоть до плотного состояния - в виброуплотнении песка. А когда имеется внешняя пригрузка уплотнение песка осуществляется только ускорением колебаний сообщаемых грунту, которые превышают называемых как критические. К тому же полное уплотнение песка не осуществляется /118/. В случае, когда уровень динамического воздействия высоко, песчаные грунты при водонасыщенном состоянии подвергаются к разжижению, которое может сопровождаться критической потерей устойчивости грунтов. Во время сильных землетрясений такие явления могут наблюдаться, когда со значительным креном на некоторую глубину погружается в грунт сравнительно жесткое сооружение.

По сравнению с песчаными, глинистые грунты ощутимо устойчивы к динамическим воздействиям из-за наличия в них связности. Однако необходимо исключать на стадии проектирования, а также при строительстве то, что динамические нагрузки могут вызывать разрушение структуры при пластичной и текучей консистенции глинистых грунтов.

Вместе с тем справедливости ради, необходимо отметить, что явления как разжижения песков и разрушения структуры глинистых грунтов, которые могут наблюдаться при сильных землетрясениях исчерпывающе не объясняют таких случаев как, опрокидывания жестких сооружений, что принимают горизонтальное положение по окончании сейсмического воздействия. Кроме изучения причин разрушения грунтов оснований во время распространения пластических волн в грунтах, чтобы соответствующе оценить динамическую устойчивость сооружений и зданий надо учесть также условия динамического



равновесия сил, которые приложены к фундаментам сооружений при, называемых, бегущих сейсмических волнах. Решением этого вопроса установлено, что в момент прохождения волны под сооружением оно подвергается раскачиванию, а в частности в некоторых зонах под фундаментом наблюдается резкое увеличение контактного давления. Наверное, этим и объясняется потеря несущей способности грунтов основания сооружений, хотя все конструктивные элементы которых, в том числе и фундаменты, были спроектированы в соответствии с антисейсмическими требованиями. Этим и обуславливается необходимость сказанные ранее динамические расчеты сооружений и грунтов производить совместно.

При частных динамических воздействиях наблюдаются указанные эффекты виброкомпрессии песков или даже их разжижения. Хотя, многочисленными наблюдениями установлено, что и при весьма малых сотрясениях действующие фундаменты существующих сооружений претерпевают длительные незатухающие осадки, которые могут достигать до нескольких миллиметров в год. Данное свойство грунтов называется виброползучестью, т.е. накапливание микроскопических деформаций в допредельном состоянии.

В связи с этим, при динамических воздействиях на грунты наблюдаются как распространение волн, так и колебания оснований и сооружений.

Представляется угроза целостности сооружений, при условии резонанса, т.е. когда совпадают частоты свободных и вынужденных колебаний. Грунты основания, которые подвергаются колебаниям, свойственны доуплотняться. В определенных случаях грунты основания полностью теряют устойчивость – т.е. при разжижении.

Методы определения динамических характеристик основания. Моделью, положенной в основу расчета можно определить динамические характеристики основания. Как динамический модуль упругости, так и динамический коэффициент Пуассона являются основными характеристиками основания при использовании метода упругого полупространства. Различными способами



можно производить определение этих характеристик. К примеру, динамические характеристики можно исследовать при ударе об образец грунта какого-нибудь тела, сбрасываемого которого с некоторой высоты или ускоряемого какой-либо другой силой. (Ляхов Г.М., 1974). При этом давление, приложенное в пределах, является основным требованием, которые характерны для рассматриваемой задачи. Потому что, зависимость динамических напряжений от относительных деформаций существенно нелинейна, при широком интервале нагрузок.

В данной главе рассматриваются экспериментальные исследования колебания реального моста при взрыве и модели при прохождении подвижного состава по железной дороге.

3.2. Экспериментальные исследования влияния сейсмического воздействия на фундамент балочного моста при взрыве на ГЭС Камбар-Ата-2 (эксперимент 1)

При взрыве для создания естественной плотины на ГЭС Камбар-Ата-2 сотрудниками кафедры «АиЖД,МиТ» и НИИ «Сейсмостойкое строительство» КГУСТА с участием автора данной работы, произведен эксперимент в рамках проведения испытания и обследования железобетонного балочного моста через реку Нарын на 318 км автодороги Бишкек – Ош /20, 22/.

Целью данного научного эксперимента, является изучение колебания фундаментов опор вышеуказанного сооружения при взрыве.

Для решения поставленной цели были решены следующие задачи:

1. Визуально обследовать вышеуказанного сооружения.
2. Получить записи колебания фундаментов опор моста.
3. Определить динамических характеристик сооружения.
4. Выводы.

Для изучения сейсмического воздействия взрыва использована переносная сейсмостанция НИИ «Сейсмостойкое строительство» КГУСТА.

На 318 км автомобильной дороги Бишкек – Ош расположено вышеуказанное сооружение. От моста до места взрыва, расстояние составляет



3,5 км. На рисунке 3.1 – показана ситуационная схема. Мост шестипролетный, железобетонный, балочный и имеет длину 206,8 м /26, 31/.

Длина береговых пролетных строений - 16,76 м (тавровые балки из обычного железобетона). Длина промежуточных пролетов - 43,2 м (натянутые из предварительно напряженной арматуры В-II, тавровые балки из составных блоков).

Фундаменты устоев монолитные и опираются на естественное основание, «быки» – на опускных колодцах. Тело опор выполнено из сборных, железобетонных блоков и армировано предварительно напряженной арматурой – пучками высокопрочной проволоки В-II /30/.

Район, где расположен мост, относится к сейсмически активным районам, сейсмостойкость площадки - 9 баллов, категория грунта по сейсмическим свойствам - II /91/.

Подготовительные работы к натурному экспериментальному исследованию фундаментов опор моста при взрыве на ГЭС Камбар-Ата-2 и тарировка приборов.

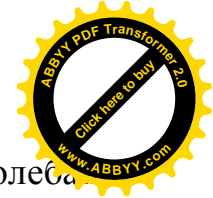
Подготовительные работы, выполненные до проведения эксперимента:

- производство расчета для сейсмоприемников и гальванометров;
- выполнение схемы установок сейсмоприборов по составляющим;
- укомплектование приборов и инструментов для получения записи;
- для записей смещения и ускорения производство проверок на идентичность каналов;

– проверка записи регистратора РВЗ для сравнения масштабов увеличения смещения гальванометрических каналов для смещения и ускорения $V_0=1,0$.

Имеются на идентичность записи каналов. Через регистр записи РВЗ, произведено сравнение масштабов увеличения каналов /24/.

Обработка записей колебания. Коэффициент затухания и динамический коэффициент сооружения, периоды свободного колебания или частоты можно определить после обработки записей. В будущем их можно использовать при расчете мостового сооружения на динамическое воздействие.



В сейсмо пунктах $\Delta_1 - \Delta_{11}$, от взрывной волны получены записи колебаний грунтов, фундаментов, опор и балочных пролетов моста. На рис.3.7указаны пункты расположения сейсмостанции и сейсмоприемников.

Сейсмоприемник СМ-3 № 300 был установлен в середине балки пролетного строения 5 (точка наблюдения - Δ_1), вышеуказанный датчик регистрировал по оси z вертикальное смещение. Сейсмоприемники СМ-3 № 161 и СМ-3 № 365 расположены на опоры 6 с верхней стороны, пункт наблюдения Δ_2 , и на фундаменте опоры 6 точка наблюдения Δ_3 соответственно. Они регистрировали смещения по горизонтали. По направлению север – юг сейсмоприемники Δ_2, Δ_3 были ориентированы.

Таблица 3.1 - Расчеты для сейсмоприемников и гальванометров

Смещение									
№п.н.	с.п.	№с.п.	сос- тав- ляю- щая	V_0	Длина провода, м	β	№ гальва- номет- ра	к а н а л	Шунт/ ШК-2
1	СМ-3	300	Z	90,0	45	100	1512	6	ШК-2
2	СМ-3	161	С-Ю	1,0	25	Нет	476	2	Шунт
3	СМ-3	356	С-Ю	1,25	35	Нет	2819	1	Шунт
Ускорение									
4*	СС-24	без разметки	В-3	$0,0065c^2$	5	20	384	2	ШК-2
5*	СС-24	с разметкой	В-3	$0,0065c^2$	20	20	2591	3	ШК-2
6	ОСПГ	256	С-Ю	$0,009c^2$	35	10	1611	4	ШК-2
7	ОСПГ	374	В-3	$0,009c^2$	70	10	1609	5	ШК-2
8	ОСПГ	380	С-Ю	$0,009c^2$	25	10	1622	6	ШК-2
9	ОСПГ	381	С-Ю	$0,009c^2$	70	10	1623	7	ШК-2
10	ОСПГ	372	С-Ю	$0,009c^2$	70	10	1632	8	ШК-2
11	ОСПГ	279	С-Ю	$0,009c^2$	90	10	1624	9	ШК-2

* СС-24 – условное обозначение сейсмоприемника СМВ-30S 10-66.

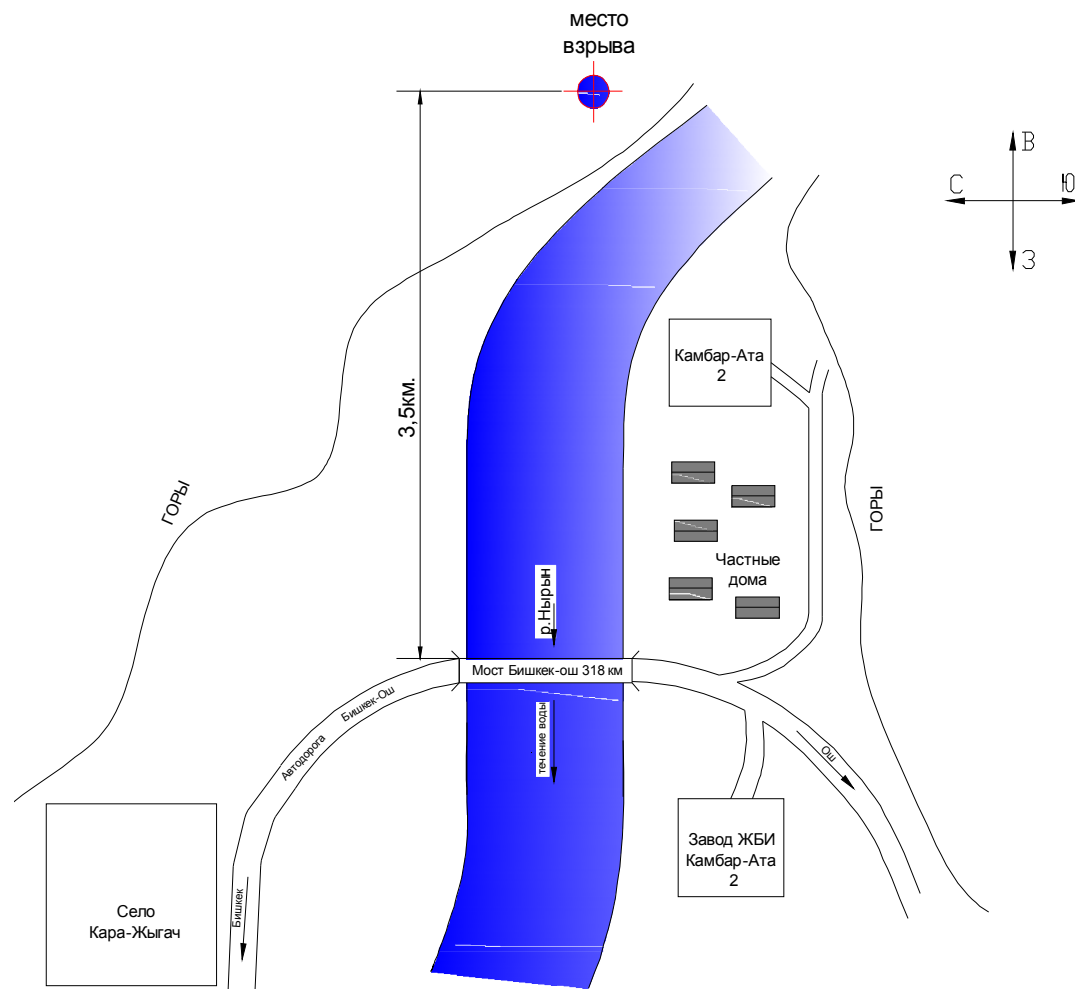
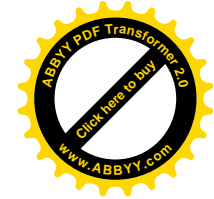
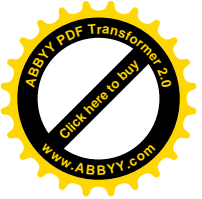


Рис. 3.1. Ситуационная схема расположения моста

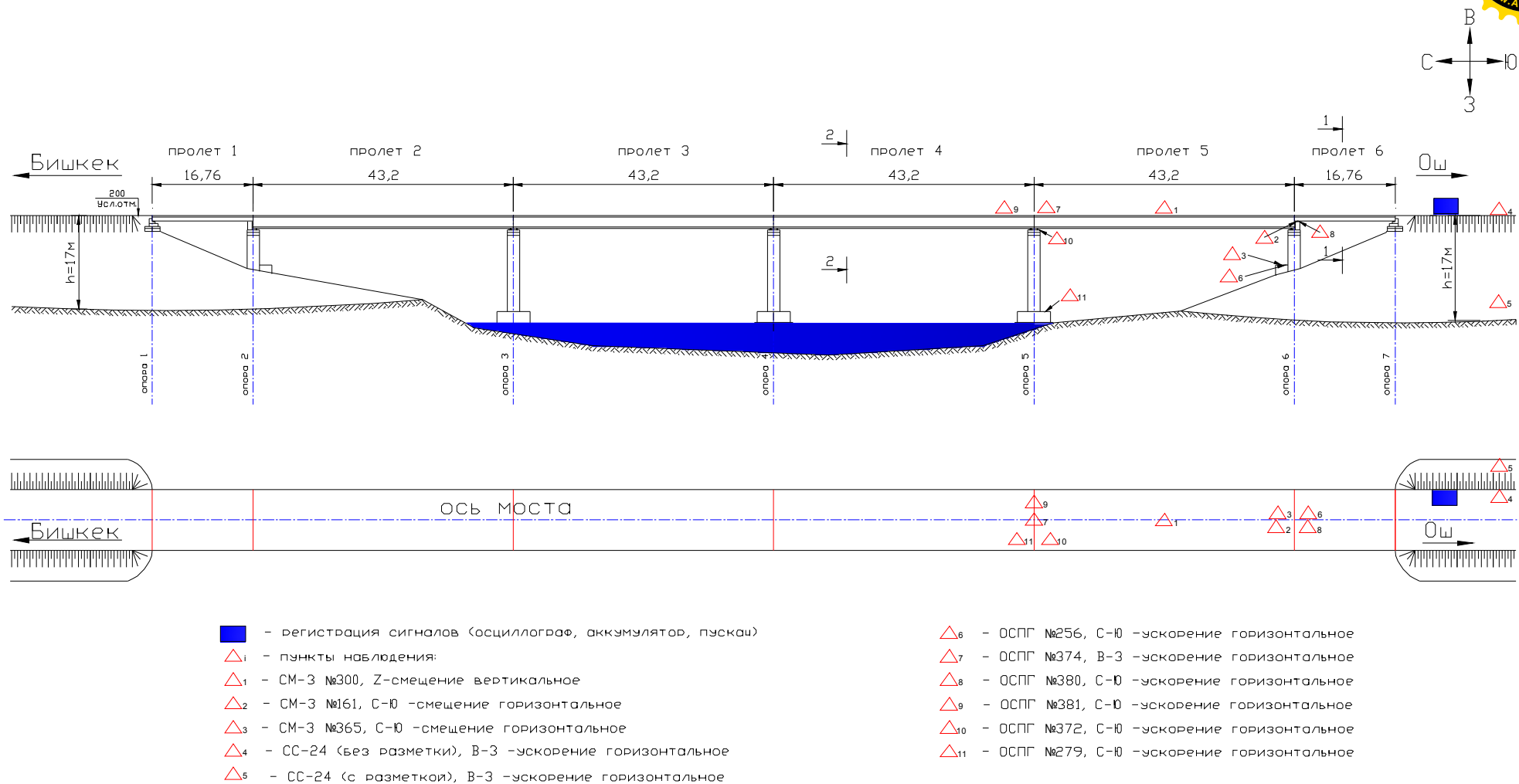
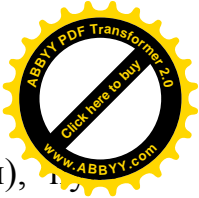


Рис.3.2. Общий вид моста и точки расположения сейсмоприемников



Точка наблюдения Δ_4 сейсмоприемники СС-24 (без разметки), наблюдения Δ_5 СС-24 (с разметкой), были расположены в верхней и нижней частях, непосредственно в теле насыпи земляного полотна со стороны востока. Они регистрировали ускорение по горизонтали. По направлению восток – запад ориентированы сейсмоприемники Δ_4, Δ_5 /23/.

На бетонном фундаменте опоры 6 расположен датчик ОСПГ № 256, пункт наблюдения Δ_6 . Он регистрировал ускорение по горизонтальному направлению. По направлению север-юг ориентирован сейсмоприемник Δ_6 .

Горизонтальное ускорение проезжей части регистрировал сейсмоприемник ОСПГ № 374, который установлен на проезжей части над опорой 5, пункт наблюдения Δ_7 . Он ориентирован по направлению восток – запад.

Сейсмоприемник ОСПГ № 380, который регистрировал ускорение по горизонтальному направлению, расположен на верху опоры 6, пункт наблюдения Δ_8 . По направлению восток – запад он ориентирован.

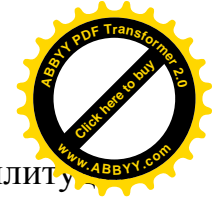
Сейсмоприемник ОСПГ № 381, который регистрировал ускорение по горизонтали, установлен на проезжей части сооружения над опорой 5, пункт наблюдения Δ_9 . По направлению север-юг данный датчик ориентирован.

Сейсмоприемник ОСПГ № 372 регистрировал ускорение по горизонтали и расположен на верху опоры 5, пункт наблюдения Δ_{10} . По направлению север-юг вышеуказанный датчик ориентирован.

Сейсмоприемник ОСПГ №279 регистрировал ускорение по горизонтальному направлению и расположен на бетонном фундаменте у опоры 5, пункт наблюдения Δ_{11} . По направлению север-юг он ориентирован.

На записях Δ_2 СМ-3 № 161 и Δ_3 СМ-3 № 365 получилась накладка сейсмических волн Δ_1 СМ-3 № 300, из-за громоздкой амплитуды смещения по вертикали.

Результаты обработок записей колебания сооружения показаны в табл. 3.3. Динамические характеристики сооружения были определены по записям, которые в последующем можно использовать для расчета на сейсмостойкость.



Вертикальное перемещение $\frac{1}{2}$ пролета составляет 10,1 см, по амплитуде колебаний. Перемещения по горизонтали фундамента опор и на верху опоры 6 - составляют 0,37 и 0,22 см. В 1,12 раза усиливаются колебания, в верхней части насыпи подхода к мосту. $3,889 \text{ см/с}^2$ – это ускорение в фундаменте опоры 6. $9,445 \text{ см/с}^2$ - в верхней части опоры 6.

Значит, ускорение увеличивается в 2,43 раза в верхней части, а в пролетном строении 5 в 1,64 раза снижается. Снижение амплитуды ускорения в железобетонных балках пролета в продольном направлении объясняется с сейсмоизоляцией. В данном случае валковые опорные части играют сейсмоизолирующую роль. Сейсмическая волна вызванная взрывом, пришла к сооружению с восточной стороны ($7,230 \text{ см/с}^2$).

В связи с этим, амплитуды ускорений В-З больше, чем амплитуды ускорения С-Ю ($3,889 \text{ см/с}^2$). Интенсивность вышеуказанной волны возле моста по максимальным ускорениям составляет 3,5-4 балла по шкале MSK-64.

Собственные периоды T_0 насыпи подходом моста составляют 0,25 с, пролета 5 в направлении по вертикали – 0,33 с, а опор 5 и 6 в продольном направлении – 0,83 с и 0,61 соответственно.

Коэффициенты затухания α пролета 5 $-0,67 \text{ с}^{-1}$, а опор 5, 6 в продольном направлении – $0,69 \text{ с}^{-1}$ и $0,72 \text{ с}^{-1}$ соответственно.

Эти вышеполученные данные результатов динамических параметров можно применить при расчете мостовых сооружений на сейсмостойкость.

Сооружение перенес взрыв без особых повреждений. Следовательно, трещины и повреждения, которые были в конструкциях мостового перехода до взрыва остались без изменения и после взрыва. Также, не произошли осадки в фундаментах, опорах и насыпях к подходу сооружения.

В предполагаемой упругой зоне сейсмические волны при взрыве регистрировались в ждущем режиме осциллографом НО41 с разверткой ленты 10 мм/с.



Для регистрации смещений и ускорений, каналы сейсмометрические состоят из сейсмометров СМ-3 ($T_s=1,2$ с, $D_s=0,5$)+ГБ-IV-10 и ОСПГ ($T_s=0,2$ с, $D_s=12$)+ГБ-IV-120, соответственно.

Таблица 3.2 - Характеристики сейсмометрические точки наблюдения № 7 от двух зарядов

№ п/п	R, м	максимальные ускорения, м/с ²				максимальные скорости, м/с			
		верт.	рад.	танг.	гор.	верт.	рад.	танг.	гор.
1.	480	7,4	8	4,85	8,5	0,186	0,26	0,137	0,262
2.	570	8,52	8,26	5,84	8,51	0,202	0,27	0,153	0,273

Как видно из табл. 3.2, при втором заряде результаты ускорения скорости колебания бетонного основания больше. В нашем случае по всем направлениям колебания скалистого склона усиливаются. Значит, от второго взрыва в районе действия упругих волн значение сейсмических импульсов максимально увеличивается. Следовательно, по плоскости скольжения скорости движения свободно лежащих тел и горных пород возрастают. В итоге, по наклонной плоскости за начальную скорость скольжения активных компонентов можно принять - 0,273 м/с (см. табл. 3.2).

Общим научно-исследовательским работам, в качестве замечания на объекте исследования можно отметить в зонах трещиноватости и на прилегающих участках предполагаемого района створа плотины отсутствие ИСС для записи смещения. Потому что, через записи ускорения (скорости) объемных горных масс, лежащих на плоскости скольжения трудно определить параметры переменных сил. В связи с этим, действующих по наклонной скальной плоскости определение последовательности изменения частоты колебания и активных переменных сил, определялось через записи смещения в пункте наблюдения, который расположен на удалении 3,5 км от очага взрыва (ИСС КГУСТА).



На рисунке 3.5 показаны записи смещения бетонного основания. Показанная в данном случае кривая представляет собой совместное движение системы из двух зарядов. Нами не найдено объяснение сложения двух процессов колебания системы. При этом можно заметить, что это особый случай систем, которые с одной или несколькими собственными частотами могут совершать колебания.

Проведется сплошные замеры периодов и соответствующих двойных амплитуд до свободного колебания объекта наблюдения, для нахождения из записей смещения (см. рис. 3.6.) изменяющихся параметров переменных сейсмических сил, толкая иначе до момента, когда величина двойной амплитуды вынужденных колебаний $2A_{\text{зап.}}$ достигает $1/3 \times 2A_{\text{зап.мак.}}$. Здесь можно отметить, что полностью не затухают вибрации от 10 до 30 Гц, сопровождающие упругие волны в п.н. ИСС КГУСТА. Значит, понимать причину оползня и то, что можно ожидать от движения объемной горной массы по склону, показывают анализ и изучения данного процесса через замеры записей смещений, которые приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 - Зависимости эмпирические $2A$ колебания скального основания точки наблюдения от T с на различных этапах заряда 1+2. Составляющая С-Ю

№ п/п замера	$2A$, мм	f , Гц	Примеч	№ п/п замера	$2A$, мм	f , Гц	№ п/п замера	$2A$, мм	f , Гц
1	2,65	3,2		11	6	5,1	21	2,9	4,7
2	2,8	3,8		12	5,4	5,1	22	3,2	5,4
3	3,86	5,1		13	4,9	4,7	23	4,2	3,2
4	4,40	5,1		14	3,9	6,4	24	3,6	6,1
5	4,48	5,1		15	4	4,4	25	2,8	4,6
6	7,40	5,6	Скачок	16	4,3	2,9	26	2,8	3,9
7	4,5	6,8		17	3,4	3,4	27	2,6	3,8
8	3,80	6,8		18	3	4,4	28	1,3	5,6
9	6	4,7		19	3,2	6,1	29	1	6,1
10	6,8	4,4		20	2,9	6,8	30	1,3	5,1



Как видно из табл. 3.3, изменяющиеся вынужденных колебаний объёмные параметры двойных амплитуд расположены в диапазоне частот 2,9–6,8 Гц. Начинается с частоты колебания 3,2 Гц - сейсмозрывная волна, после которого следует относительно высокочастотное колебание.

В начальной стадии движения скалистой толщи по частоте 5,6 Гц имеется 1 максимальное перемещение.

Когда частота вынужденных колебаний близка к частоте собственных колебаний системы, перемещение достигает максимального значения.

По записям можно определить периоды свободного колебания или частоты, коэффициент затухания и динамический коэффициент сооружения, которые в дальнейшем используются при расчете мостового перехода на динамические нагрузки.

Взрывная волна пришла с восточной стороны моста ($7,230 \text{ см/с}^2$). Поэтому амплитуда ускорения В-3 больше, чем амплитуды ускорения С-Ю ($3,889 \text{ см/с}^2$). Интенсивность взрывной волны по шкале MSK-64 возле моста по максимальным ускорениям составляет 3,5-4 балла /24/.

По результатам данного эксперимента установлено, что на фундаменте промежуточной опоры №6, который был расположен на конусе насыпи (т.е. опирался на искусственное основание), по записям сейсмометрических приборов ускорение было на 40% меньше, чем ускорение грунта возле фундамента. В т.н.5 максимальная амплитуда ускорения – $7,230 \text{ см/с}^2$, а в т.н.6 – $3,889 \text{ см/с}^2$. Это объясняется преломлением и отражением сейсмических волн при переходе от грунта к фундаменту.

С фотоматериалами данного эксперимента можно ознакомиться в приложении 5, раздел 1.

В работах /19, 21/ приведены результаты аналогичного обследования и испытания путепровода в г. Алматы.

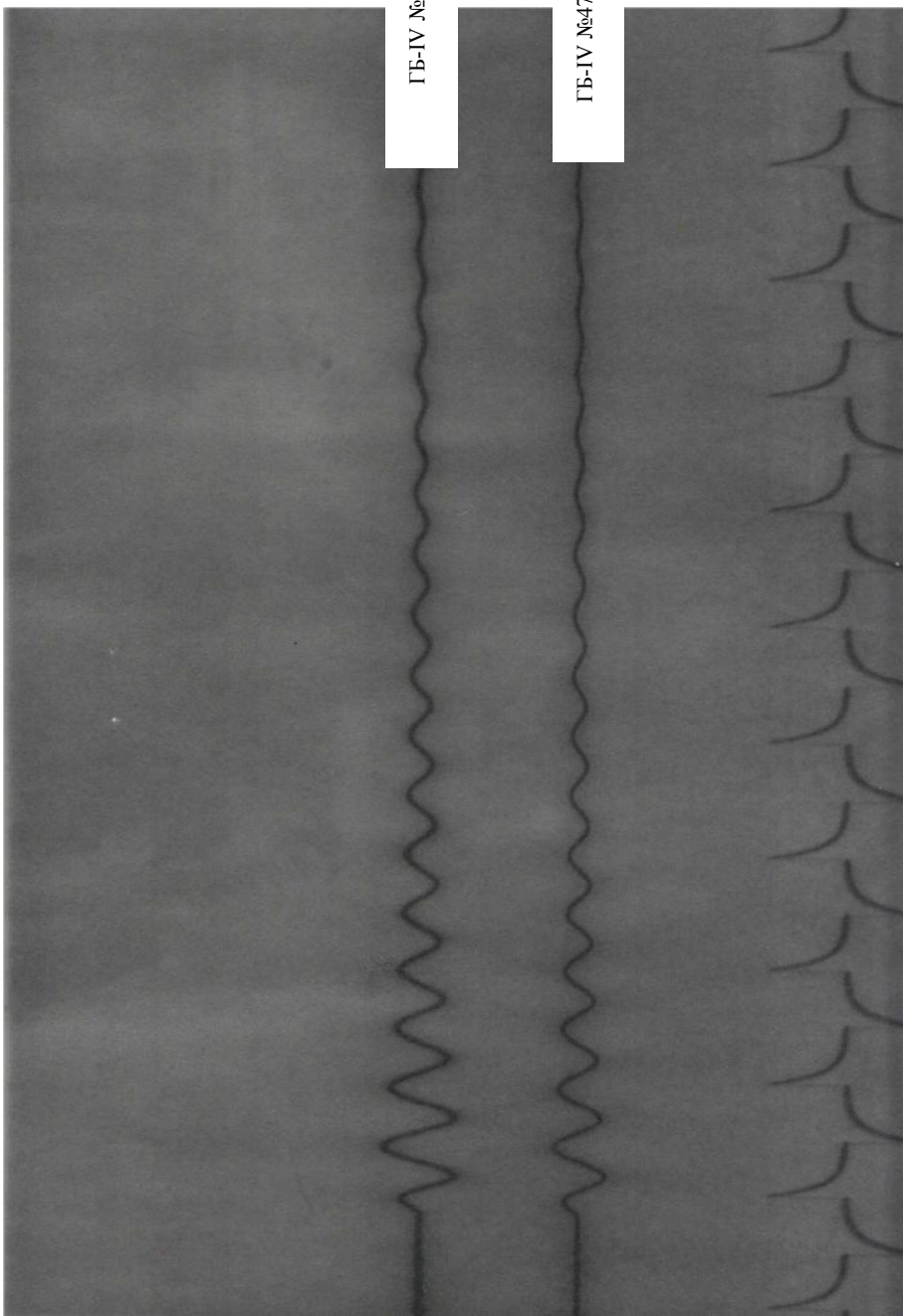


Рис. 3.3. Идентичность каналов смещения (горизонтальные)

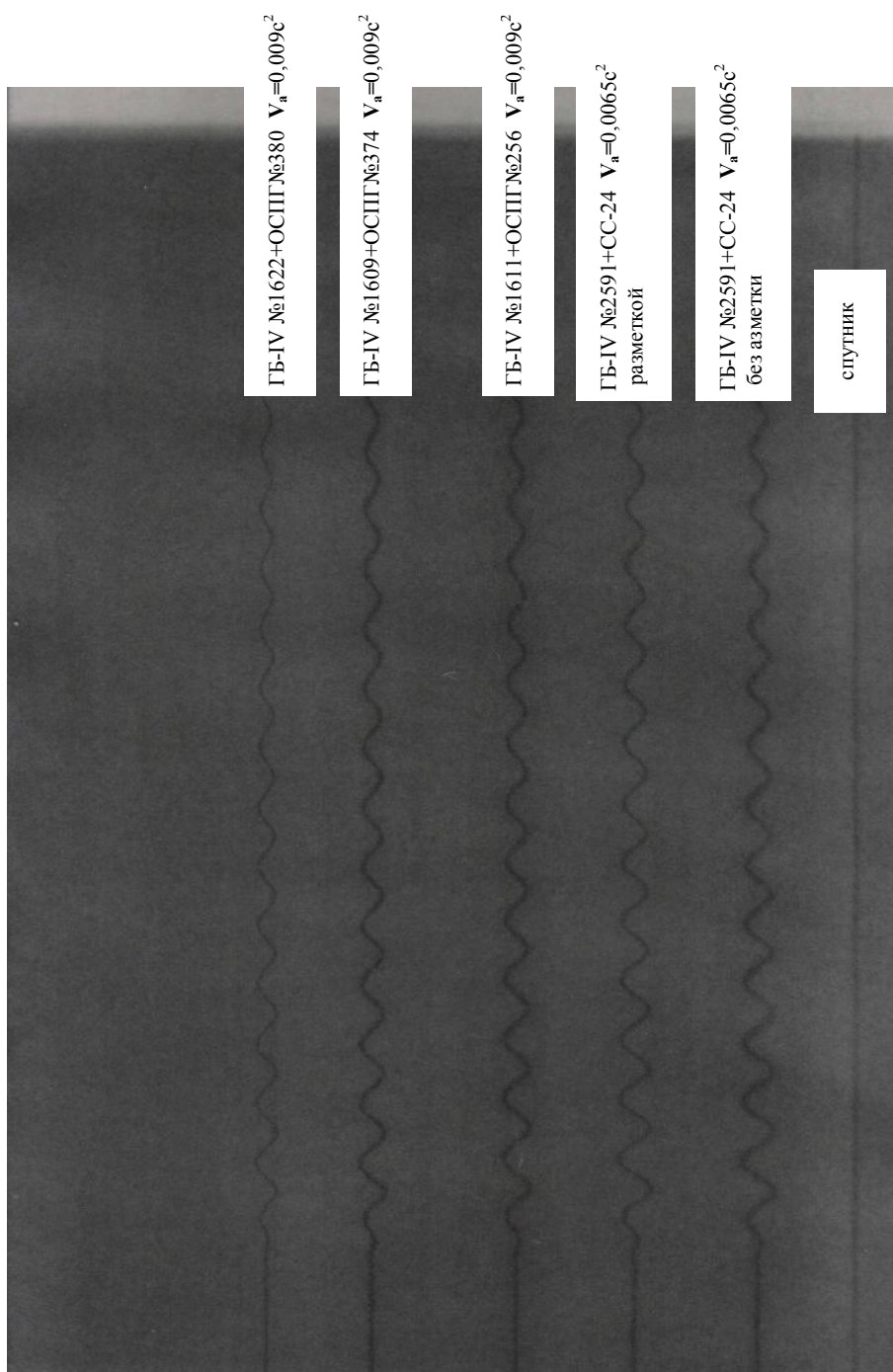


Рис.3.4. Идентичность каналов ускорения

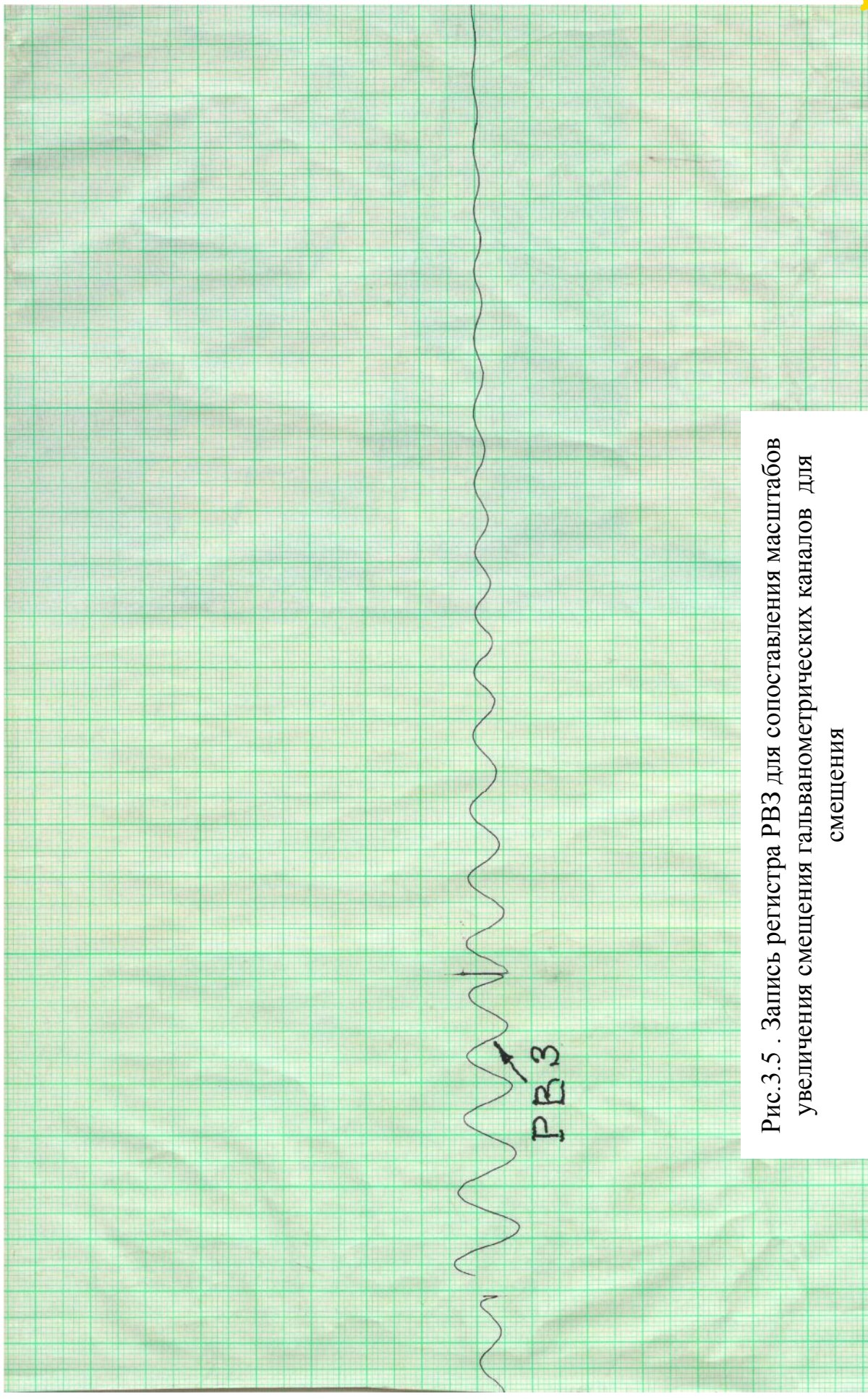


Рис.3.5 . Запись регистра РВЗ для сопоставления масштабов
увеличения смещения гальванометрических каналов для
смещения

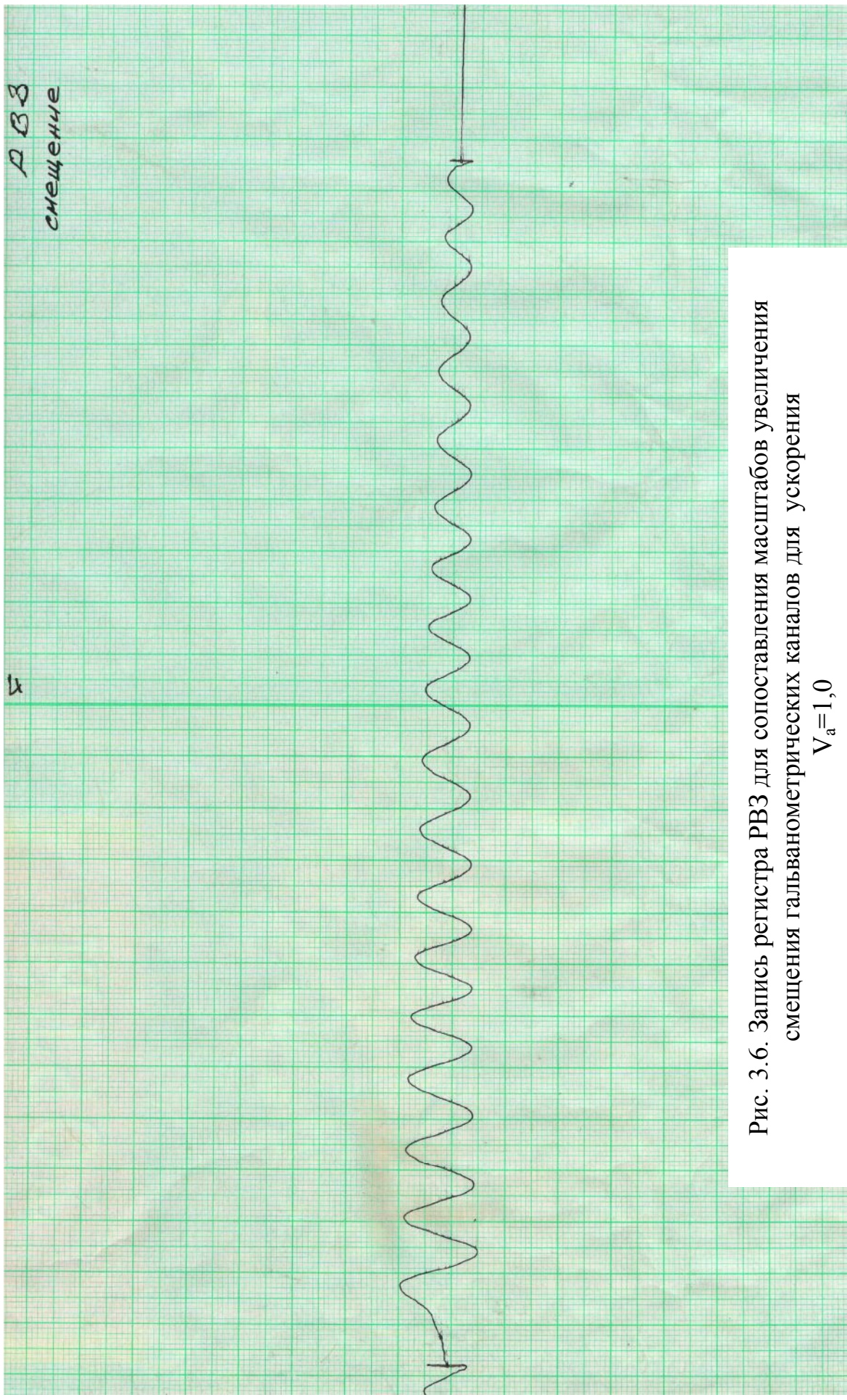


Рис. 3.6. Запись регистра РВЗ для сопоставления масштабов увеличения смещения гальванометрических каналов для ускорения $V_a=1,0$

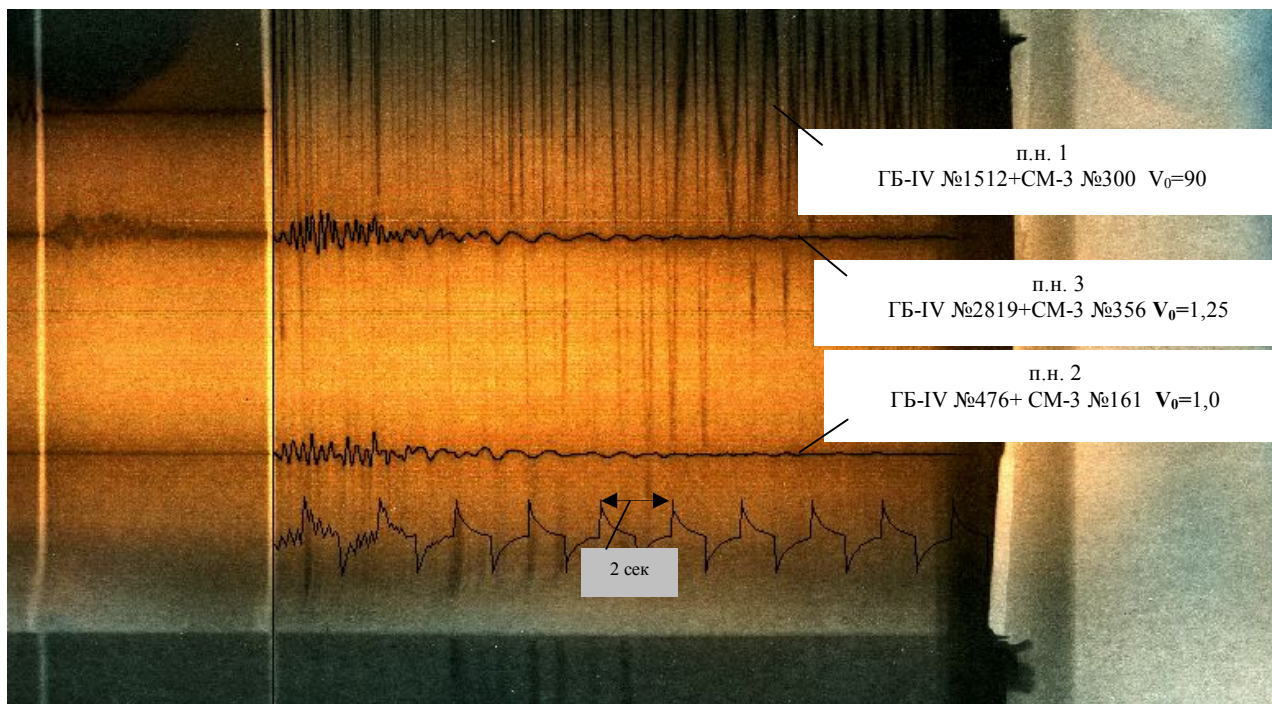


Рис. 3.7. Записи колебаний смещения мостового перехода

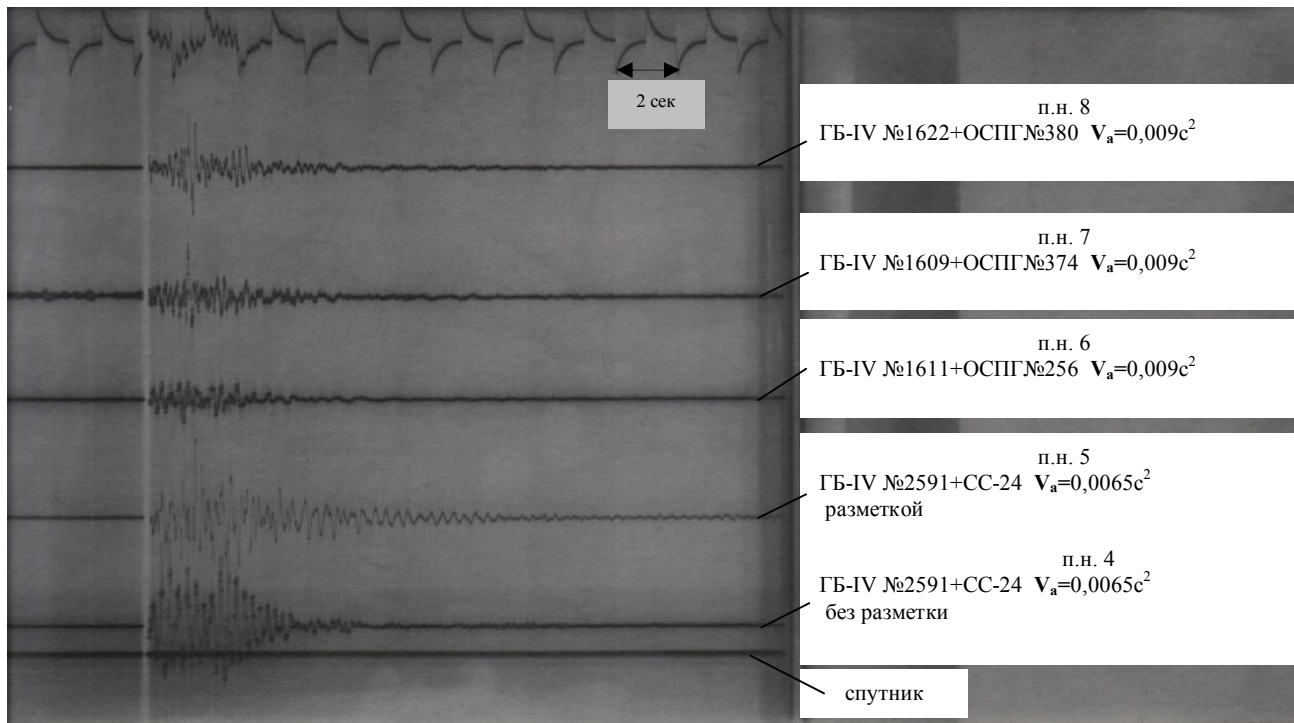


Рис. 3.8. Записи колебаний ускорения мостового перехода

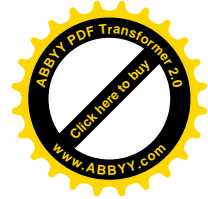
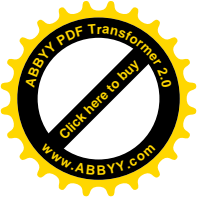


Таблица 3.4 - Результаты после обработки записей колебаний сооружения

Пункты набл.	Наименование пунктов наблюдения	Записи	Амплитуда МАХ А, см, см/с ²	Периоды свободн. колеб. Т ₁ , с	Периоды вынужд. колеб. при МАХимальной амплитуде Т, с	Коэффициент затухания ε, 1/с	Коэффициент динамичности 1+μ
1	Пролетн. строен. 5 1/2 пролета	Z смещение	10,1 см	0,93 для пролетного строения 5	0,75	0,09 для пролетн. строен. 5	1,12 для насыпи сооружения
2	Верхн. часть опоры 6	С-Ю смещение	0,22 см		0,23		
3	Фундамент опоры 6	С-Ю смещение	0,37 см		0,23		
4	Верхн. часть насыпи сооружения	В-3 ускорение	8,000 см/с ²		0,25		
5	Нижн. часть насыпи сооружения	В-3 ускорение	7,230 см/с ²	0,61 для опоры 6	0,21	0,30 для опоры 6	2,43 для опоры 6
6	Фундамент опоры 6	В-3 ускорение	3,889 см/с ²	0,25 для насыпи мостового перехода	0,25	1,15 для насыпи сооружения	0,61 для пролета 5
7	Пролетн. строен. 5 над опорой 5	В-3 ускорение	7,778 см/с ²		0,18		
8	Верхн. часть опоры 6	С-Ю ускорение	9,445 см/с ²		0,18		
9	Пролетн. строен. 5 над опорой 5	С-Ю ускорение	6,21 см/с ²	0,83 для опоры 5	0,27	0,69 для опоры 5	2,41 для опоры 5
10	Верхн. часть опоры 5	С-Ю ускорение	10,12 см/с ²		0,21		
11	Фундамент опоры 5	С-Ю ускорение	4,21 см/с ²		0,22		



3.3. Проведение эксперимента на моделях опор на искусственном и естественном основаниях (эксперимент 2)

Эксперимент проводился в июне месяце 2016 года на моделях фундаментов опор, которые были возведены в районе станции «Джиль-Арык» железной дороги Бишкек-Балыкчы.

Фундамент бетонный с параметрами 40x40x60 (в см), класс бетона В20. Опоры – из металлических труб высотой 120см, диаметром 100мм и толщиной стенок 4мм.

На удалении 8м от железнодорожного пути возводились две одинаковые модели фундаментов опор. Одна опиралась на естественный грунт, другой – на искусственное основание (ГПС мощностью 0,2м). Помимо этого, фундамент второй модели по периметру был окружен защитным экраном из гравийно-песчаной смеси толщиной 0,2м. Глубина заложения фундаментов – 0,5м.

Обе модели опор были загружены сосредоточенной нагрузкой по 100кг в виде груза из щебня в мешках. Сейсмоприемники были установлены на обресе фундаментов, на специальной площадке над опорой и под шпалой – источника колебания.

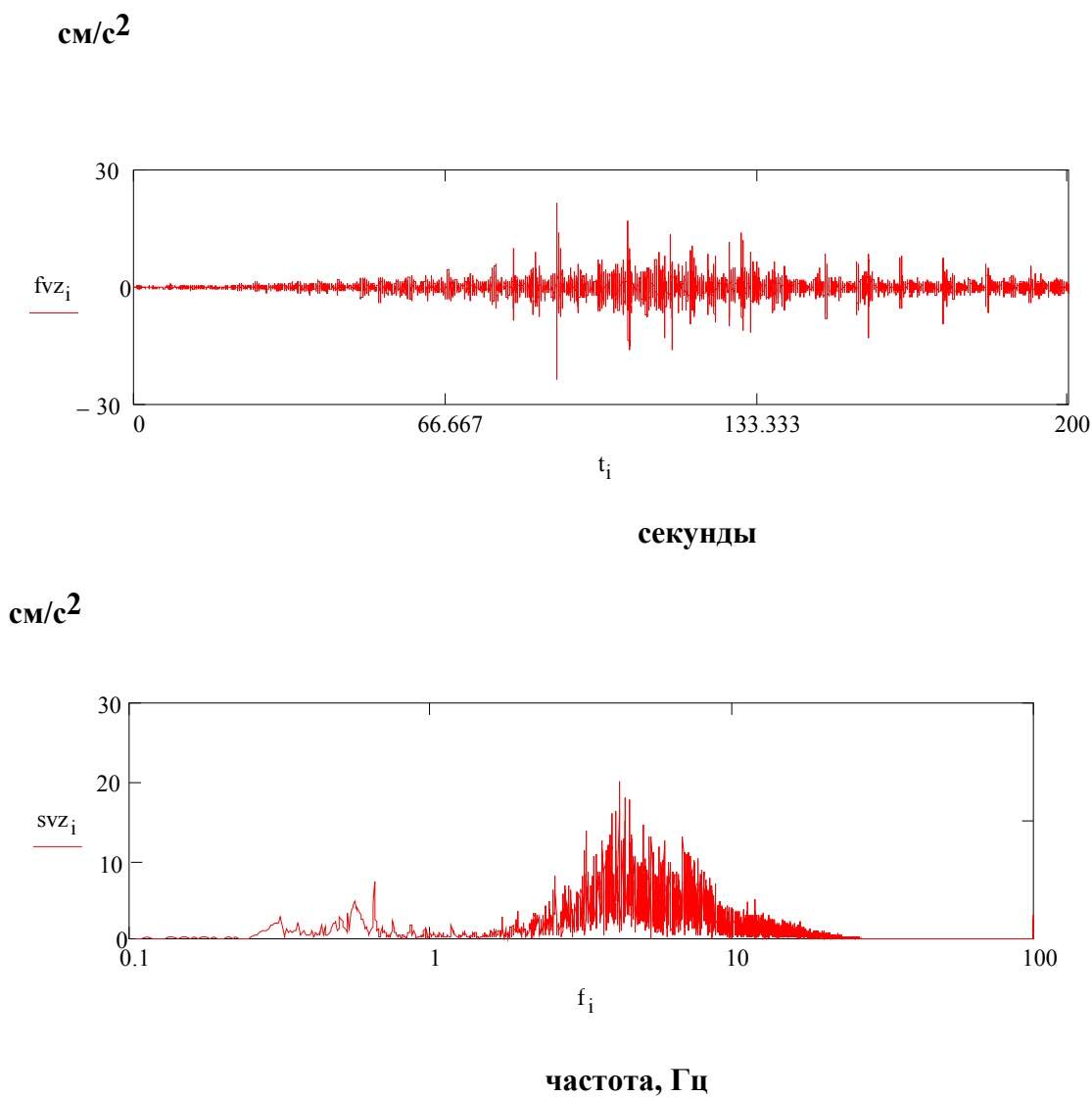
Целью данного испытания являются:

- определение величин динамических воздействий, создаваемых реальными подвижными нагрузками;
- определение основных динамических характеристик моделей фундаментов и опор, в частности, частот собственных колебаний, жесткости сооружения, характеристик затуханий колебаний.

При динамическом испытании использованы следующие приборы:

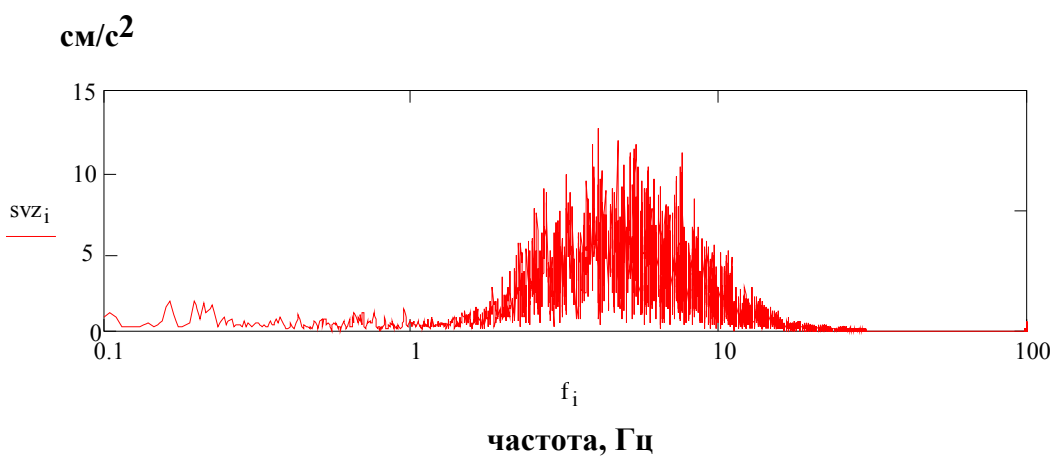
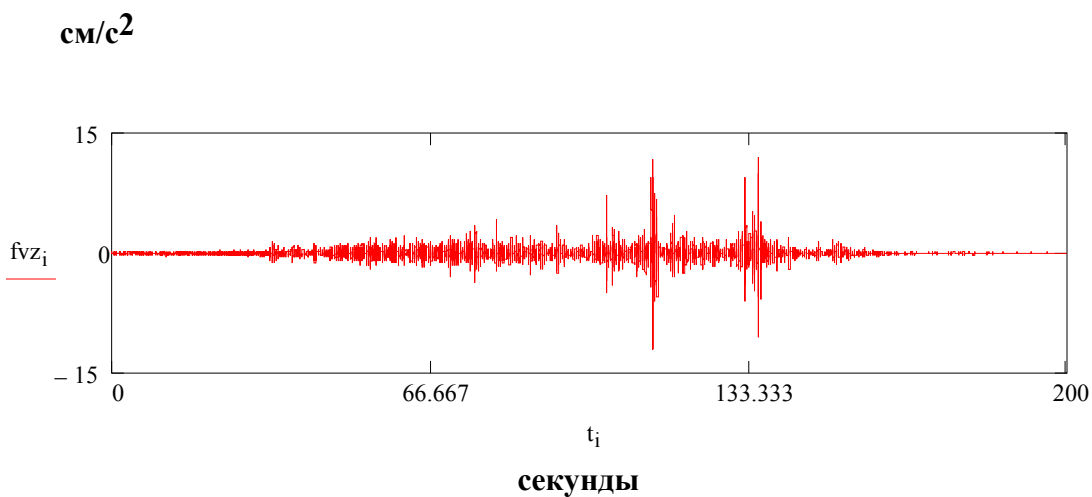
- сейсмоприемник СМ-3 (динамический датчик);
- сейсмоприемник ОСП;
- сейсмоприемник СГ-10, СМВ-30S;
- шунтовая коробка с усилителем;
- компьютер.

На рис. 3.9 показаны ускорение и спектра частот балластного железнодорожного пути при прохождении подвижного состава, а на рис. 3.10 по 3.15 - ускорения и спектра частот грунтов, фундаментов и опор первой и второй моделей. С фотоматериалом данного эксперимента можно ознакомиться в приложении 6.2.



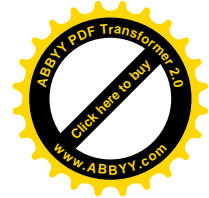
Точка наблюдения	Максимальная амплитуда, cm/s^2	Преобладающая частота, Гц	Интервал преобладающих частот, Гц
Балластный слой	19,73	4,24	2,59 – 8,43

Рис. 3.9. Ускорение и спектра частот балластного слоя железнодорожного пути при прохождении подвижного состава

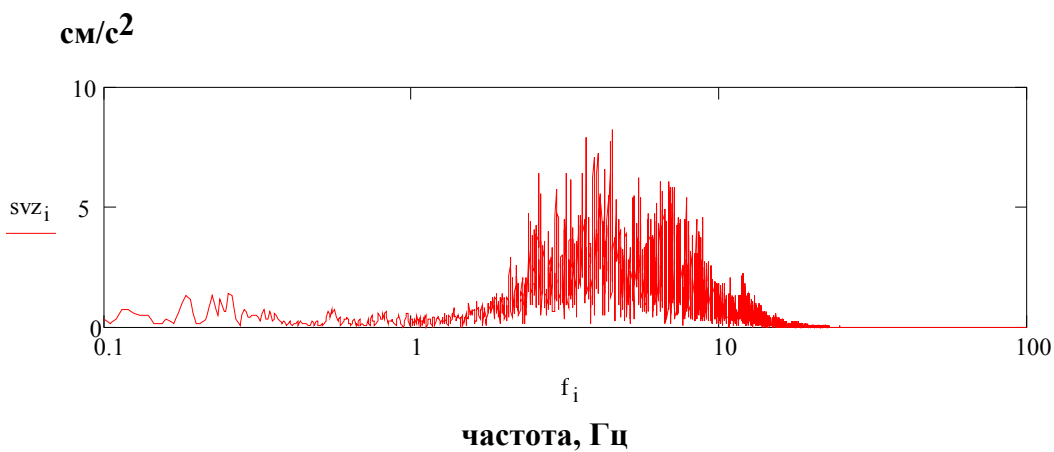
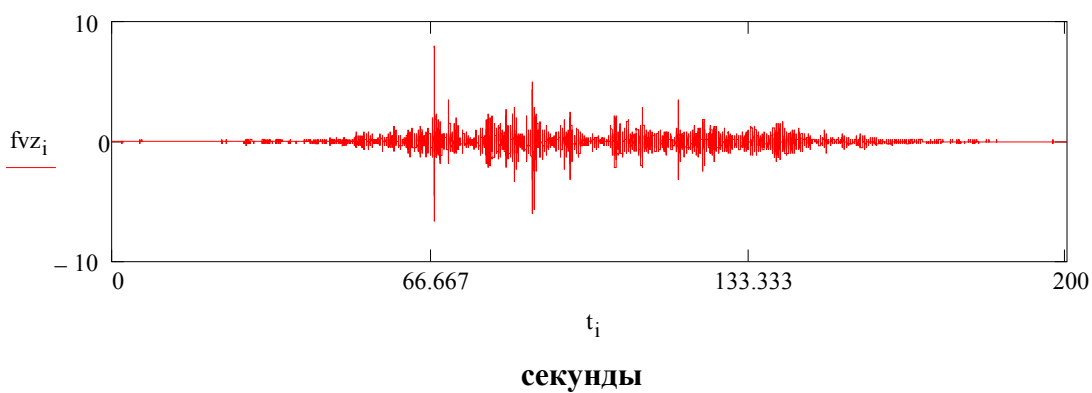


Точка наблюдения	Максимальная амплитуда, cm/s^2	Преобладающая частота, Гц	Интервал преобладающих частот, Гц
грунт 1 модели	12,51	4,05	2,24 - 9,66

Рис. 3.10. Записи ускорения и спектра частот грунта первой модели

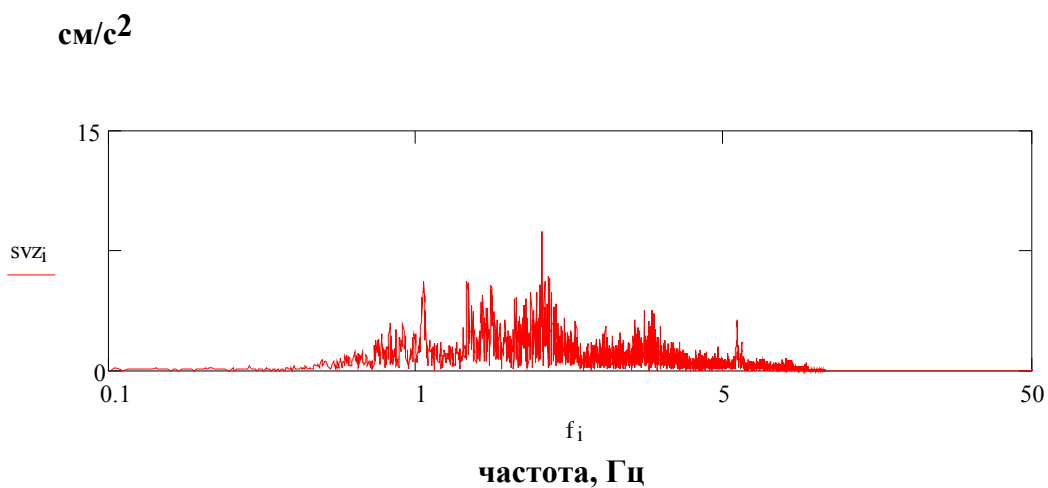
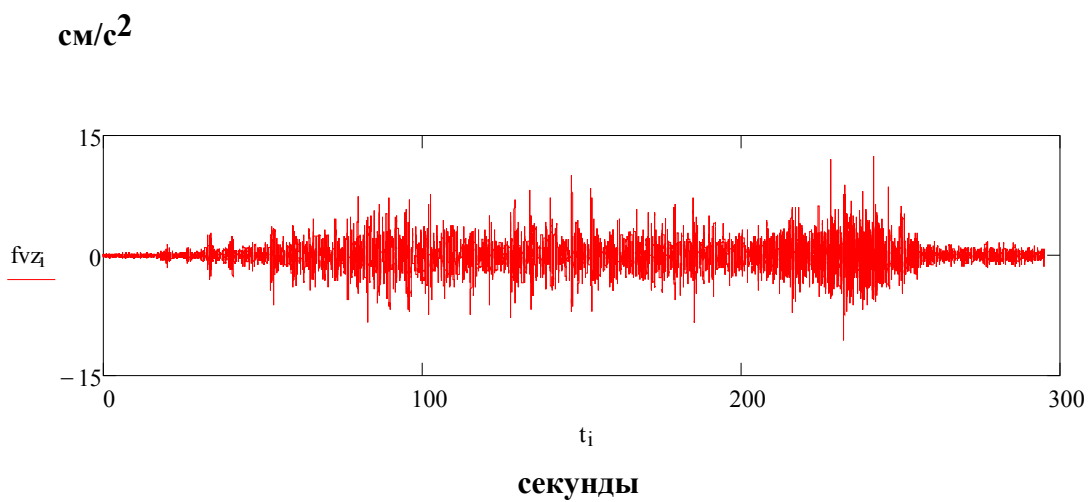


см/с²



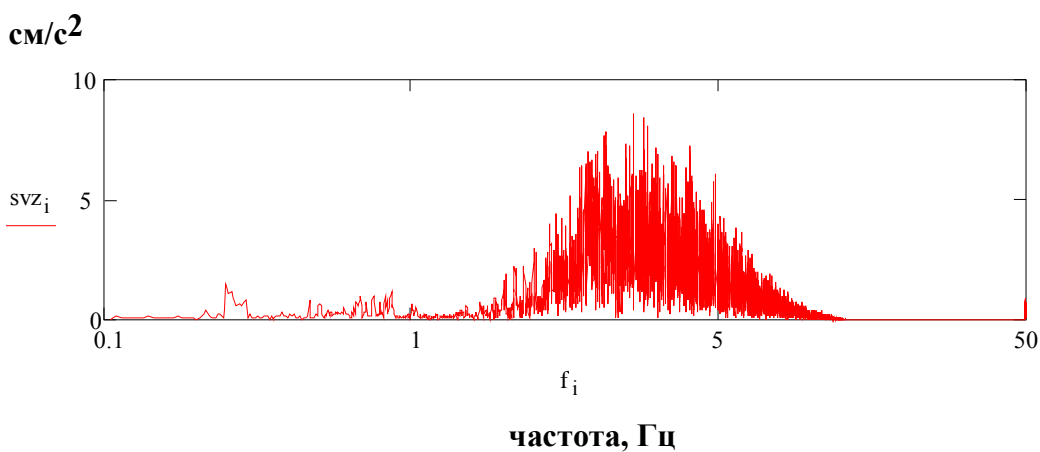
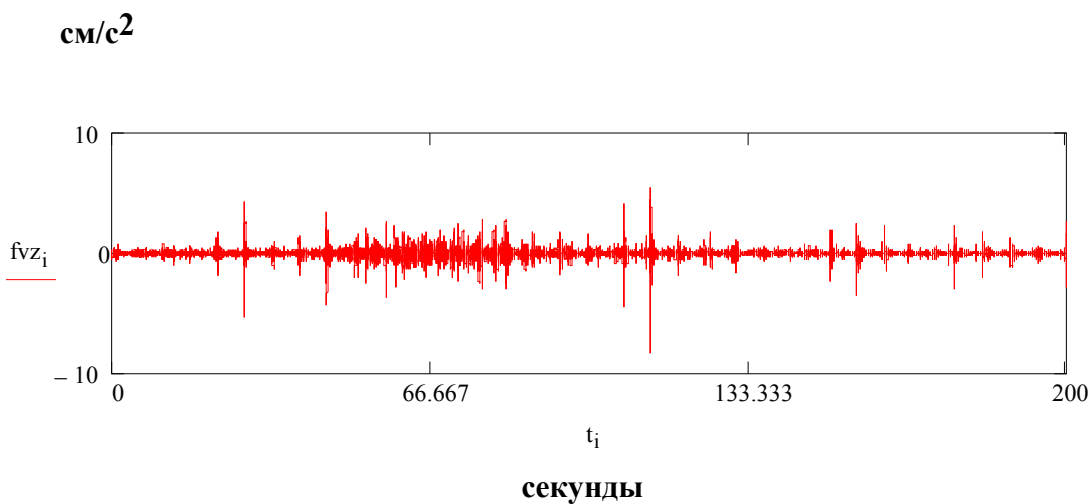
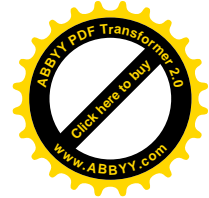
Точка наблюдения	Максимальная амплитуда, см/с ²	Преобладающая частота, Гц	Интервал преобладающих частот, Гц
Фундамент 1 модели	9,11	4,51	2,09 – 9,22

Рис. 3.11. Записи ускорения и спектра частот фундамента первой модели



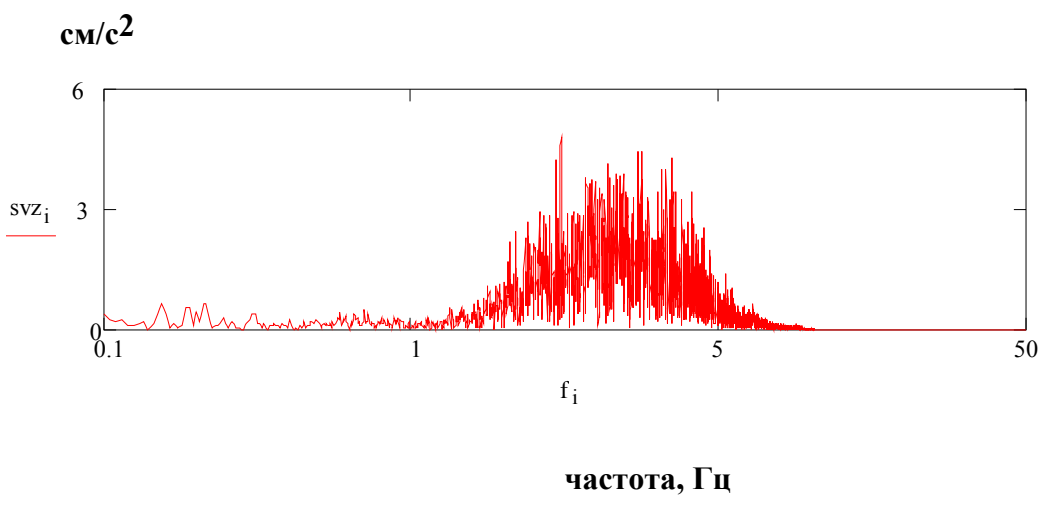
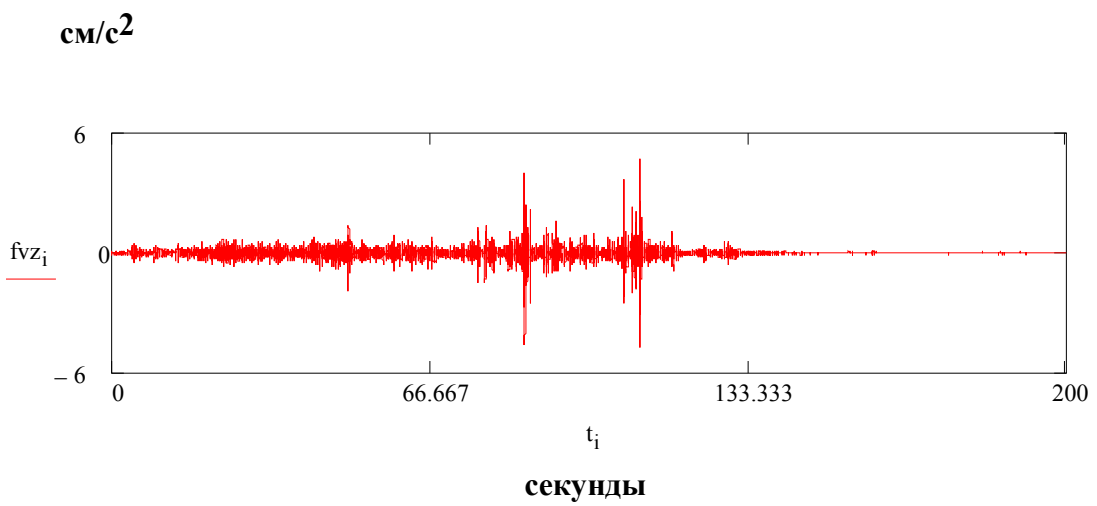
Точка наблюдения	Максимальная амплитуда, cm/c^2	Преобладающая и собственные частоты опоры, Гц	Интервал преобладающих частот, Гц
Опора 1 модели	10,22	3,12 и 2,44	1,06 – 5,88

Рис. 3.12. Записи ускорения опоры и спектра частот первой модели



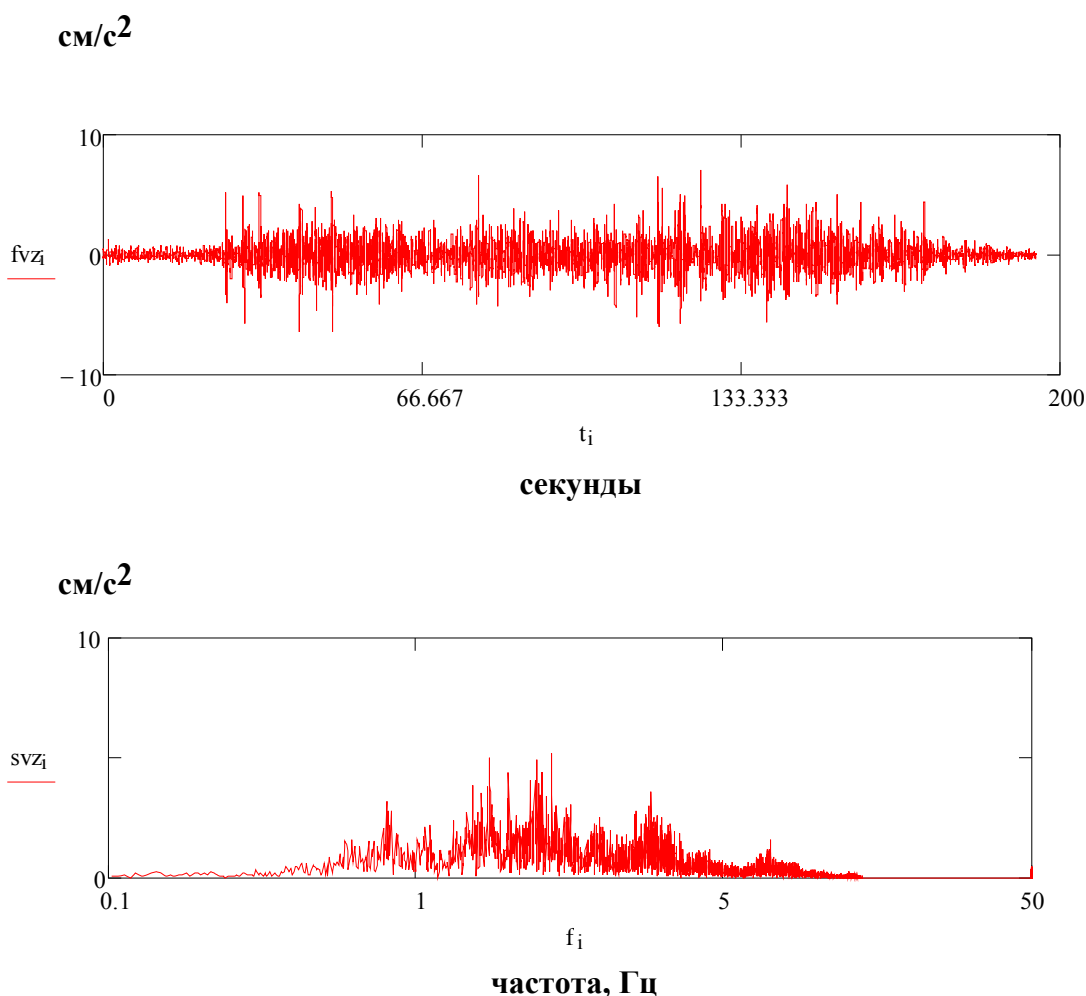
Точка наблюдения	Максимальная амплитуда, cm/c^2	Преобладающая частота, Гц	Интервал преобладающих частот, Гц
Грунт 2 модели	7,83	3,22	1,95-5,34

Рис. 3.13. Записи ускорения и спектра частот грунта второй модели



Точка наблюдения	Максимальная амплитуда, cm/c^2	Преобладающая частота, Гц	Интервал преобладающих частот, Гц
Фундамент 2 модели	5,09	3,07;	1,23 – 4,43

Рис. 3.14. Записи ускорения и спектра частот фундамента второй модели



Точка наблюдения	Максимальная амплитуда, cm/s^2	Преобладающая частота, Гц	Интервал преобладающих частот, Гц
Опора 2 модели	14,05	2,76	0,8 – 5,82

Рис. 3.15. Записи ускорения опоры и спектра частот опоры второй модели

Источником колебания является проходящий рядом по железной дороге подвижной состава.

В комплекте приборы записывают динамические колебания фундаментов и опор моделей, источником колебания применен локомотив и порожние вагоны.

По записям определены периоды свободного колебания или частоты, коэффициент затухания и динамический коэффициент фундаментов и опор

моделей, которые в дальнейшем используются при анализе эффективности сейсмоизоляции фундаментов.

Перед началом регистрации колебания фундаментов и опор моделей проводилась проверка на идентичность каналов. Сейсмоприемники соединяются усилителем E14-440 AD/DA converter через ШК-2 кабелем и запись производится на компьютере. Сейсмоприемники установлены на фундаменты и опоры моделей. При движении подвижного состава различной скоростью от 40 до 60 км/ч регистрировались колебания фундаментов и опор каждой модели.

После обработки экспериментальных наблюдений по методике представленной в главе 3 диссертации получены следующие результаты:

- период собственных колебаний 1- модели на прочном основании $T=0,41$ сек, а круговая частота собственного колебания $\omega=15,22$ рад/сек;
- период собственных колебаний 2 - модели на искусственном основании $T=0,65$ сек, а круговая частота собственного колебания $\omega=9,66$ рад/сек.

При использовании сейсмоэкрена коэффициент затухания по записям смещения составил $\varepsilon=1,22 \frac{1}{сек}$. Ускорения в грунте и опоре первой модели были $12,5\text{см/с}^2$ и $9,11\text{см/с}^2$, соответственно. Ускорения в грунте и опоре второй модели были $7,83\text{см/с}^2$ и $5,09\text{см/с}^2$, соответственно. Это значит, снижается сейсмическое воздействие на фундамент в $9,11/5,09=1,8$ раза ≈ 2 раза. Это подтверждается из графика коэффициента динамичности на рис. 3.16, т.е. $\eta_1=1,22/15,22=0,08$; $\eta_2=1,22/9,66=0,13$; $2,5/1,4=1,8$ раза ≈ 2 раза.

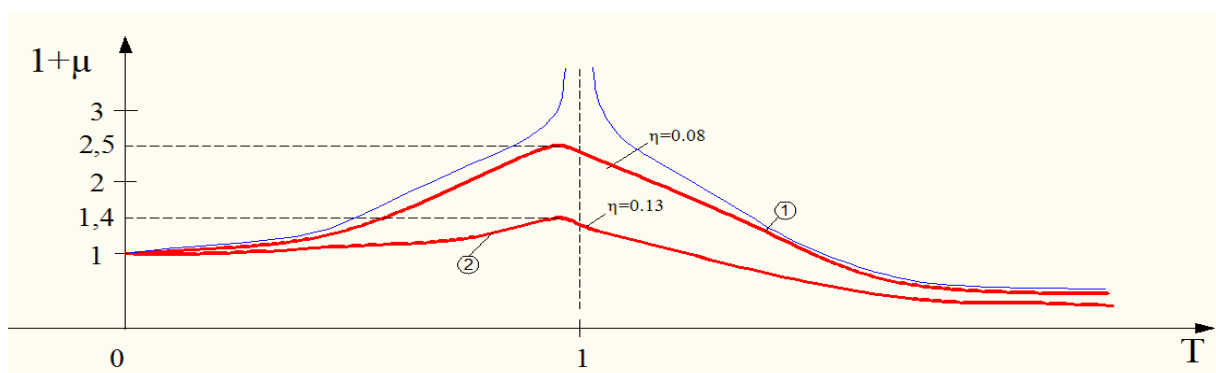


Рис. 3.16. График коэффициента динамичности модели с различными коэффициентами затухания: 1-кривая для модели I; 2-кривая для модели II.



3.4. Заключение по главе 3.

1. По результатам эксперимента проведенного на мосту через р. Нарын на 318км автодороги Бишкек-Ош установлено, что на фундаменте промежуточной опоры №6, который был расположен на конусе насыпи (т.е. опирался на искусственное основание), по записям сейсмометрических приборов ускорение было на 40% меньше, чем ускорение грунта возле фундамента. В т.н.5 максимальная амплитуда ускорения – $7,230\text{см/с}^2$, а в т.н.6 – $3,889\text{см/с}^2$. Это объясняется преломлением и отражением сейсмических волн при переходе от грунта к фундаменту.
2. Проведения эксперимента на моделях опор на искусственном и естественном основаниях показал: при использовании сейсмоэкрана коэффициент затухания по записям смещения составил $\varepsilon = 1,22 \frac{1}{\text{сек}}$; ускорения в грунте и опоре первой модели были $12,5\text{см/с}^2$ и $9,11\text{см/с}^2$, соответственно; ускорения в грунте и опоре второй модели были $7,83\text{см/с}^2$ и $5,09\text{см/с}^2$, соответственно.
3. Из полученных результатов следует, что применение сейсмоизоляции в виде песчаной подушки увеличивает коэффициент затухания модели «грунт-фундамент» и снижает сейсмическое воздействие на фундамент в $1,8 \approx 2$ раза, т.е. уменьшает расчетную сейсмическую нагрузку на 1 балл.
4. Искусственное основание снижает частоту сейсмического воздействия на фундамент опор в среднем на 1 балл.



ГЛАВА 4

КОНСТРУКЦИИ СЕЙСМОИЗОЛЯЦИИ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ С ИСКУССТВЕННЫМ ОСНОВАНИЕМ

4.1. Влияние искусственного основания на сейсмостойкость подземного перехода по улице Киевской в городе Бишкек

Местные сейсмические условия для проектируемого сооружения определяются сейсмичностью площадки строительства в баллах. Под этим понятием подразумевают ожидаемую максимальную силу землетрясения на площадке строительства, уточненную с учетом фактических геологических, гидрогеологических и рельефных условий в ее пределах /56, 65/.

Расчетная сейсмичность является основной исходной величиной, определяющей объем и характер антисейсмических мероприятий, их стоимость, а также и уровень гарантии безопасности сооружения. Поэтому к назначению расчетной сейсмичности следует относиться с особой серьезностью /28/.

Для разработки защитных антисейсмических мероприятий большое значение имеет четкая формулировка условий сейсмостойкости, т. е. тех дополнительных требований, которые предъявляются сооружениям того или иного вида в сейсмических районах. С точки зрения расчетных требований, речь идет о формулировке предельных состояний при сейсмическом воздействии /56/.

Обеспечение выполнения условий сейсмостойкости сооружений достигается с помощью проектных и строительных мероприятий. В комплексе защитных антисейсмических мероприятий, осуществляемых при проектировании, основными являются:

1. Надлежащий выбор местоположения сооружения, обеспечивающий его расположение в наиболее благоприятных в сейсмическом отношении инженерно-геологических условиях.



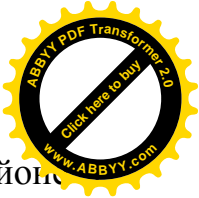
2. Правильный выбор общей схемы и системы сооружения, компоновка и назначение генеральных размеров с учетом требований сейсмостойкости.
3. Соответствующий выбор материалов отдельных частей сооружения.
4. Выбор конструктивных решений отдельных несущих элементов сооружений (в частности, фундаментов) с учетом условий сейсмостойкости.
5. Расчет несущих конструкций с учетом сейсмического воздействия.
6. Осуществление конструктивных антисейсмических мероприятий, обеспечивающих прочность и устойчивость отдельных элементов, узлов, сопряжений /65, 66/.

Не меньшее значение с точки зрения обеспечения сейсмостойкости сооружений имеют и строительные мероприятия. Сопротивляемость сооружений динамическим (сейсмическим) воздействиям в существенной мере зависит от качества выполнения строительных конструкций, их сопряжений и узлов. Например, недостаточно высокое качество сварных швов металлических конструкций или арматуры, не заметное при статических нагрузках, может неблагоприятно проявить себя в условиях динамического нагружения. Плохое качество строительных работ зачастую сводит на нет эффект тщательно продуманных антисейсмических проектных мероприятий.

Поэтому при возведении сооружений в сейсмических районах особое внимание следует уделять высококачественному выполнению строительных работ и контролю за соблюдением всех технологических требований, особенно при наличии слабых грунтов.

На практике применяются искусственные основания на слабых грунтах. Но в сейсмических районах слабый грунт, искусственное основание и фундамент работают в комплексе при землетрясениях. При этом слабый грунт работает как сейсмоизолирующий элемент.

В работе рассматривается влияние слабого грунта при воздействии сейсмической волны на фундамент подземного перехода на улице Киевской возле Ошского рынка.



Административно, участок работ расположен в Ленинском районе Бишкек, на южной стороне здания торгового центра «Берекет-Грант», район Ошского рынка /28/.

В литологическом строении объекта принимают участие техногенные и пролювиальные суглинки верхнечетвертично-современного возраста (р-а QIII-IV).

В соответствии со СНиП КР 20:02:2009 «Сейсмостойкое строительство» - участок проектируемой дороги находится на территории с сейсмичностью 8 баллов. Категории грунтов по сейсмическим свойствам - II, кроме насыпных грунтов из строительного мусора - III, которые рекомендуется снять или уплотнить /91/. По предложению специалистов КГУСТА при возведении фундаментов промежуточной опоры использовался искусственное основание.

Подземный переход балочный железобетонный, 4-х пролетный. Длина сооружения составляет 27,55м. Для перекрытия пролетов были использованы железобетонные плиты длиной 6,4м, шириной 1,49м и толщиной 0,465м. Класс бетона В25, объём бетона 2,35м³, масса плиты 5,88т, расход металла 449,81кг.

Конструкция плиты перекрытия принята в соответствии с серией 3.507-1. В поперечном сечении путепровода устанавливаются плиты перекрытия в количестве 12шт. Над плитами спроектированы: выравнивающий слой из бетона марки М50 толщиной 20-100мм, гидроизоляция из 3-х слоев стеклоткани по битумной мастике толщиной 10мм, защитный слой из бетона В17,5 толщиной 40мм по металлической сетке и асфальтобетонное дорожное покрытие толщиной 12мм.

Опоры путепровода железобетонные стоечные. Они состоят из блоков параметрами 750х750х3350(мм). Марка блока ПТ-К2, класс бетона В17,5, объём 1,89м³, масса блока 4,71т, расход стали АІ8 - 93,24кг, АІІІ8-133,07кг и ЗД - 53,94кг. Конструкция колонны принята в соответствии с серией 3.507-1. Фундаменты опор железобетонные на бетонной подготовке. Толщина бетонной подготовки 200мм.

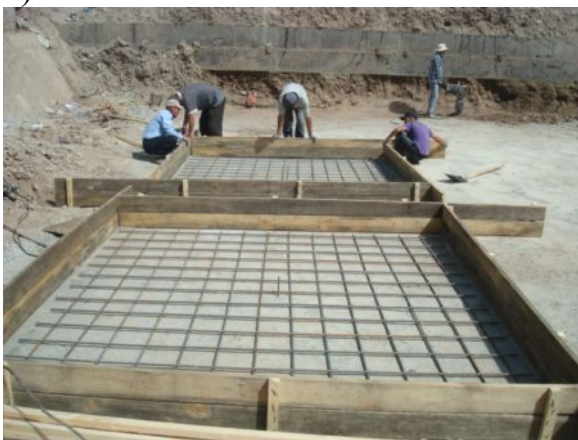
а)



б)



в)



г)



д)



е)



Рис. 4.1. Возведение искусственного основания промежуточных фундаментов и опор подземного перехода:

- а) послойное возведение искусственного основания из ГПС (оптималка),
- б) послойное уплотнение искусственного основания из ГПС (оптималка),
- в) армирование и установка опалубки подошвы фундамента,
- г) монолитная железобетонная подошва фундамента,
- д) установка фундаментов стаканного типа,
- е) монтаж железобетонных ригелей на опоры (колонны).

Параметры подошвы фундамента – 2,6х2,6м, толщина 0,5м армирования фундамента используются арматурные сетки С-1, С-2, С-3 и С-4. Конструкция фундамента принята в соответствии с серией 3.507-1.

Под фундаментом промежуточных опор при строительстве обнаружен насыпной грунт из строительного мусора, который образовался при строительстве здания торгового центра «Берекет-Грант». Мощность данного слоя составляет 4метра. Этот слой рекомендуется убрать до глубины 2метров и уплотняется оставшийся слой грунта из строительного мусора. Затем вместо извлеченного грунта возводится искусственное основание из гравийно-песчаной смеси оптимальной фракции мощностью 2м.

Участок проектируемого подземного перехода расположен в зоне средних инженерно-геологических условий. Современные процессы и явления существенного влияния оказывать не будут. Грунт гравийно-песчаной смеси оптимальной фракции рекомендуется предварительно уплотнить: $\rho_n = 2,25\text{т/м}^3$, $W = 0,12\%$, коэффициент уплотнения рекомендуется принять - 0,95, при толщине слоя не более 0,3 м. Сейсмичность участка работ - 8 баллов /91/.

Рассмотрим влияние слабого грунта (строительного мусора) на фундамент при сейсмическом воздействии (рис. 4.3 и 4.4).

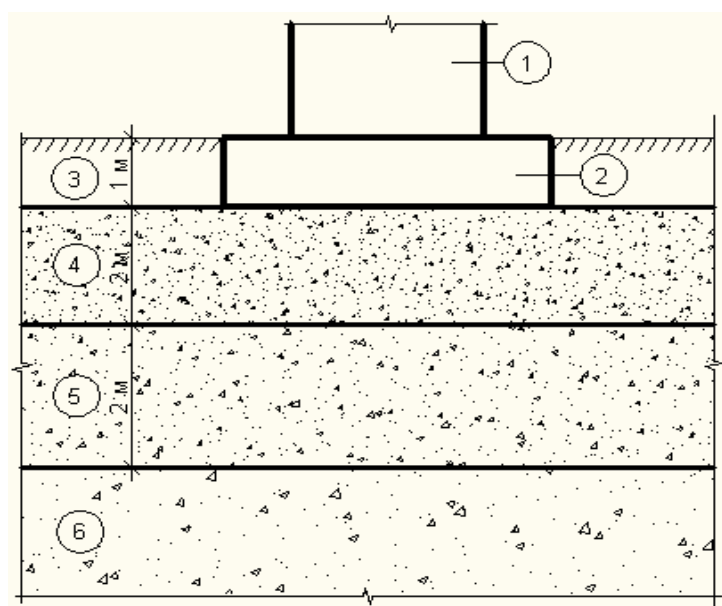


Рис.4.2. Фундамент и основания промежуточной опоры подземного перехода: 1-опора; 2-фундамент; 3-обратная засыпка; 4-гравийно-песчаная смесь оптимальной фракции (ГПС); 5-строительный мусор; 6-галечниковый грунт.

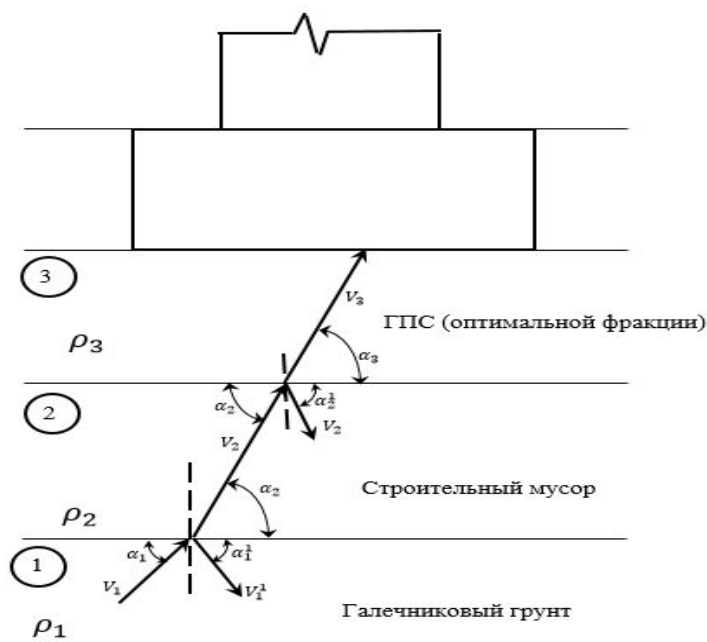


Рис.4.3. Схема воздействия сейсмической волны

На основе использования закона преломления волн в твердых средах должно соблюдаться условие

$$\frac{\cos \alpha_1}{V_1} = \frac{\cos \alpha_2}{V_2}; \quad /25, 54/ \tag{4.1}$$

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2}. \tag{4.2}$$

Для снижения скорости падающей волны должно соблюдаться условие

$$\frac{V_1}{V_2} > 1 \quad \text{или} \quad V_1 > V_2, \text{ тогда по (4.2)}$$

$$\frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2} > 1 \quad \text{или} \quad \cos \alpha_1 > \cos \alpha_2, \text{ у нас } \alpha_1 \text{ меняется от } 0^0 \text{ до } 90^0 \tag{4.3}$$

$$\text{Из условия (4.3) имеем,} \quad \alpha_2 > \alpha_1 \tag{4.4}$$

При соблюдении условия (4.4), угол преломления должен быть больше угла падения тогда, когда $V_1 > V_2$ или $\rho_1 > \rho_2$.

Сравниваем энергии падающих и преломленных сейсмических волн.

Энергия волны на единицу длины волны вычисляется по формуле

$$E = \frac{1}{8} \rho g h^2 \lambda, \quad /25, 54/ \tag{4.5}$$



где ρ – плотность грунта, $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ ускорение свободного падения,
 h – полный размах амплитуды волны. λ – длина волны, $\lambda = V \cdot T$,
где V – скорость, T – период волны.

Энергия падающей волны

$$E_1 = \frac{1}{8} \rho_1 g h^2 \lambda_1 = \frac{1}{8} \rho_1 g h^2 V_1 T. \quad (4.6)$$

Энергия преломленной волны на втором участке

$$E_2 = \frac{1}{8} \rho_2 g h^2 V_2 T; \quad \frac{E_1}{E_2} = \frac{\rho_1 V_1}{\rho_2 V_2}. \quad (4.7)$$

Для плотного гравийно-песчаной смеси оптимальной фракции
принимаяем $\rho_1 = 2200 \text{ кг/м}^3$; $V_1 = 230 \text{ м/с}$.

Для пористого материала, например, плотность пористого материала
(шлака или отходы строительного материала) и скорость волны в этом грунте
будут соответственно $\rho_2 = 2000 \text{ кг/м}^3$ и $V_2 = 140 \text{ м/с}$.

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{2200 \cdot 230}{2000 \cdot 140} = 1,81 \approx 2. \quad (4.8)$$

Отсюда видно, что энергия при преломлении волны уменьшается в $1,81 \approx 2$
раза.

Вычислим, какая часть энергии волны преломляется и отражается при
переходе от первого участка на второй участок.

E_1 – энергия падающей волны на первом участке;

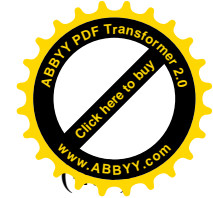
E_2 – энергия преломленной волны на втором участке;

E'_1 – энергия отраженной волны на первом участке.

Если считать энергию падающей волны E_1 за 100%, тогда $\frac{E_2}{E_1} = 0,553$,

отсюда следует, что энергия E_2 преломленной волны составляет 53,3% энергии
падающей волны. Тогда энергия E'_1 отраженной волны составляет 44,7%
энергии падающей волны.

Нами установлено, что энергия отраженной волны составляет 44,7% от
энергии падающей волны, тогда энергия E'_1 отраженной волны будет



$$E_1' = E_1 \cdot 0,447; \quad E_2 = E_1 \cdot 0,553;$$

Рассмотрим закон преломления на втором участке или при переходе волны от пористого материала к гравийно-песчаному (участок III). При переходе от пористого участка грунта (участок II) к плотному участку (участок III) скорость преломленной волны возрастает.

$V_3 > V_2$, тогда должно соблюдаться условие

$$\frac{\cos \alpha_3}{\cos \alpha_2} > 1 \quad \text{или} \quad \cos \alpha_2 < \cos \alpha_3 \quad (4.10)$$

Из (4.10) следует, что

$$\alpha_3 < \alpha_2. \quad (4.11)$$

$$\frac{E_2}{E_3} = \frac{V_2 p_2}{V_3 p_3} = \frac{140 \cdot 2000}{230 \cdot 2250} = 0.54$$

$$V_3 p_3 = \frac{V_2 p_2}{0.54} = 1.85 V_2 p_2 \quad E_3 = E_1 - E_1' - E_2'$$

Отсюда видно, что сейсмическая жесткость увеличивается, а энергия сейсмической волны уменьшается.

$$\frac{E_1}{\Delta E_3} = \frac{E_1}{0,47 E_1} = \frac{1}{0,3} = 2,13 \approx 2 \text{ раза}, \quad (4.12)$$

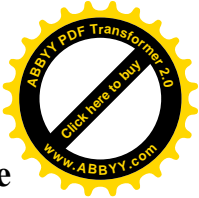
На основании сравнения энергии падающей и преломленной сейсмической волны установлено, что плотность гравийно-песчаной смеси насыпи и строительного мусора должно быть $\rho_{\text{мусор}} < \rho_{\text{зnc}}$.

Расчетным путем выявлено, что энергия сейсмической волны в гравийно-песчаной смеси без строительного мусора составляет

$$\frac{E_{\text{зnc}}^{\text{I}}}{E_{\text{зnc}}^{\text{II}}} = 1, \quad \text{а} \quad \text{с} \quad \text{строительным} \quad \text{мусором} \quad \text{это} \quad \text{соотношение} \quad \text{равно},$$

$\frac{E_{\text{зnc}}^{\text{I}}}{E_{\text{мусор}}^{\text{II}}} = 2,13$ т.е. это значит, что сейсмическое воздействие на фундамент в участке III уменьшается на 1 балл /28/.

Отсюда следует, что строительный мусор с меньшей плотностью играет роль экрана при защите фундамента от сейсмических воздействий.



4.2. Применение искусственного основания при строительстве пешеходного моста через реку Коргон-Сай в пгт Кок-Джангак Джалал-Абадской области

В 2015 году в НИИ «Сейсмостойкое строительство» КГУСТА им. Н. Исанова был разработан проект пешеходного моста через р. «Коргон-Сай» на основании договора с региональным департаментом по предупреждению ликвидации последствий чрезвычайных ситуаций (ПЛПЧС) МЧС Кыргызской Республики, по материалам изысканий выполненных отделом инженерных изысканий ошского филиала Кыргыз ГИИЗ в июне 2014г.

При проектировании пешеходного моста в соответствии с действующими нормами принято:

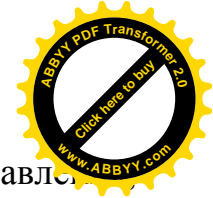
1. Габарит пешеходного моста Г-2,4 (СНиП 2.05.03-84* «Мосты и трубы»);
2. Нормативные временные вертикальные нагрузки приняты 400 кгс/м^2 (СНиП 2.05.03-84* «Мосты и трубы»).

Пешеходный мост запроектирован в соответствии со следующими строительными нормами и техническими условиями:

1. СНиП 2.05.03-84* «Мосты и трубы»;
2. СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции»;
3. СНиП 2.02.01-83* «Основания зданий и сооружений»;
4. СНиП 20:02:2009 «Сейсмостойкое строительство».

Описание местности. Участок проектируемого моста расположен в г. Кок-Джангак Джалал-Абадской области. Расстояние от объекта до областного центра г. Джалал-Абад и до ближайшей железнодорожной станции – 25км. Участок проектируемого моста расположен в г. Кок-Джангак Джалал-Абадской области на реке Коргон-Сай. Старый мост разрушен. Под старым мостом имеются бетонные опоры в виде бетонных блоков. Возле старого разрушенного моста видны активные боковые и донные эрозионные процессы в результате деятельности поверхностных вод.

Климатическая характеристика. Климатическая характеристика района определяется общей системой атмосферной циркуляции над Средней-Азией. В



теплый период года здесь формируется область пониженного давления – термическая депрессия, которая приводит к установлению жаркой и безоблачной погоды.

Климатическая характеристика исследуемого района приведена по МТС Джалал-Абад:

Таблица 4.1 - Средняя температура наружного воздуха, t⁰C:

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
-4,1	-1,1	6,0	13,9	19,2	23,5	26,3	25,3	18,9	12,5	5,0	-0,8

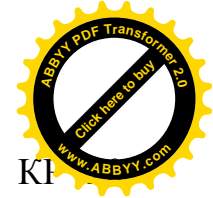
- Средняя годовая температура воздуха 12,0 °C.
- Абсолютный минимум воздуха - 30 °C.
- Абсолютный максимум воздуха + 42 °C.
- Количество осадков за год - 305мм,
- Суточный максимум осадков - 60мм,
- Нормативная снеговая нагрузка 35 кгс/м²,
- Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов под открытой оголенной от снега поверхностью горизонтальной площадки следующая:
Суглинков и глин – 45см; супесей, песков мелких и пылеватых – 58см; песков гравелистых, крупных и средней крупности – 59см, крупнообломочных грунтов – 67см.

Максимальная глубина проникновения нулевой изотермы под естественным снежным покровом – 65см.

В геолого-литологическом строении участка принимают участие делювиально-пролювиальные отложения верхнечетвертичного возраста.

Грунтами на участке служат супеси перекрытые сверху почвенно-растительным слоем мощностью 0,3м и частично насыпными грунтами мощностью 0,3-0,8м.

Тип грунтовых условий по просадочности – II. Категория грунтов по трудности ручной разработки для супеси – II.



Категория грунтов по сейсмическим свойствам согласно СНиП КР 02:2009 - III. Исходная сейсмичность района работ согласно СНиП КР 20-02:2009 - 9 баллов. Уточненная сейсмичность участка – более 9 баллов.

Конструктивные решения. До строительства демонтируются бетонные блоки опор старого моста. Берега реки, где будет строиться мост, разрабатываются до заданной отметки и подлежат тщательному уплотнению (коэффициент уплотнения $k=0,9$). После уплотнения основания возводятся послойно уплотненная гравийно-песчаная смесь мощностью до 3м (коэффициент уплотнения $k=0,9$).

Опоры моста железобетонные диванного типа, класс бетона В25. Опоры опираются на основание через подушки из гравийно-песчаной смеси, т.е. на искусственное основание. Подферменники и сейсмоопоры – железобетонные, класс бетона В25. Связь между ними осуществляются с помощью анкеров заранее предусмотренных в опорах.

Пролетное строение состоит из металлической фермы длиной 20м и высотой 2м. Элементы металлических ферм состоят из швеллера и уголков: пояса – спаренный швеллер №10П, раскосы и поперечные связи – уголок 100x100x10, стойки и продольные связи – уголок 80x80x8. Раскосы и стойки, работающие на сжатие – спаренные. Верхний пояс фермы усиливается с ребрами жесткости с шагом 1000мм. В поперечном сечении пролетное строение моста состоит из 2-х металлических ферм. Расстояние между продольными осями ферм 1700 мм. Фермы объединяются между собой горизонтальными и вертикальными связями из выше указанных уголков, над которыми устанавливается металлический рифленый лист настила толщиной 12мм с консолями по краям. Консоли будут поддерживаться подкосами.

Стойки перильных ограждений будут крепятся к консолям. Листом настила также перекрывается деформационный шов. Над шкафной стенкой бетонируется лист из нержавеющей стали толщиной 10мм, с помощью анкеров. На внутренней части шкафной стенки лист окаймляется в виде желоба, к



которому придается уклон для стока дождевой воды. По ширине моста дан лист на 250мм длиннее с обеих сторон шкафной стенки.

Над подферменниками устанавливаются резинOMETаллические опорные части, над которыми предусмотрены металлические пластины 150x350x20 для равномерного распределения нагрузки на РОЧ, передающиеся через нижние пояса ферм. Места нижних поясов ферм, непосредственно, где опираются на РОЧ усиливаются ребрами жесткости для предотвращения местных деформаций.

Сопряжение моста с насыпью и подходы к мосту осуществляются с помощью из насыпного грунта и лестничных сход. Грунт II группы. Насыпи подходов расположены между обратными стенками и удерживаются последними. Лестничные сходы, с рабочей шириной 2,5м монолитные железобетонные, с закладными деталями по краям для приваривания металлического перильного ограждения.

Русло реки укрепляется монолитным железобетоном толщиной 20см. Класс бетона В25, морозостойкость F300, бетон гидротехнический.

Расчет данного моста, как и расчет висячего моста пролетом 50м через реку Чаткал выполнен по программе Лира 9.6 с использованием трёхмерной (пространственной) расчётной модели /29/.

Разрез 1 - 1

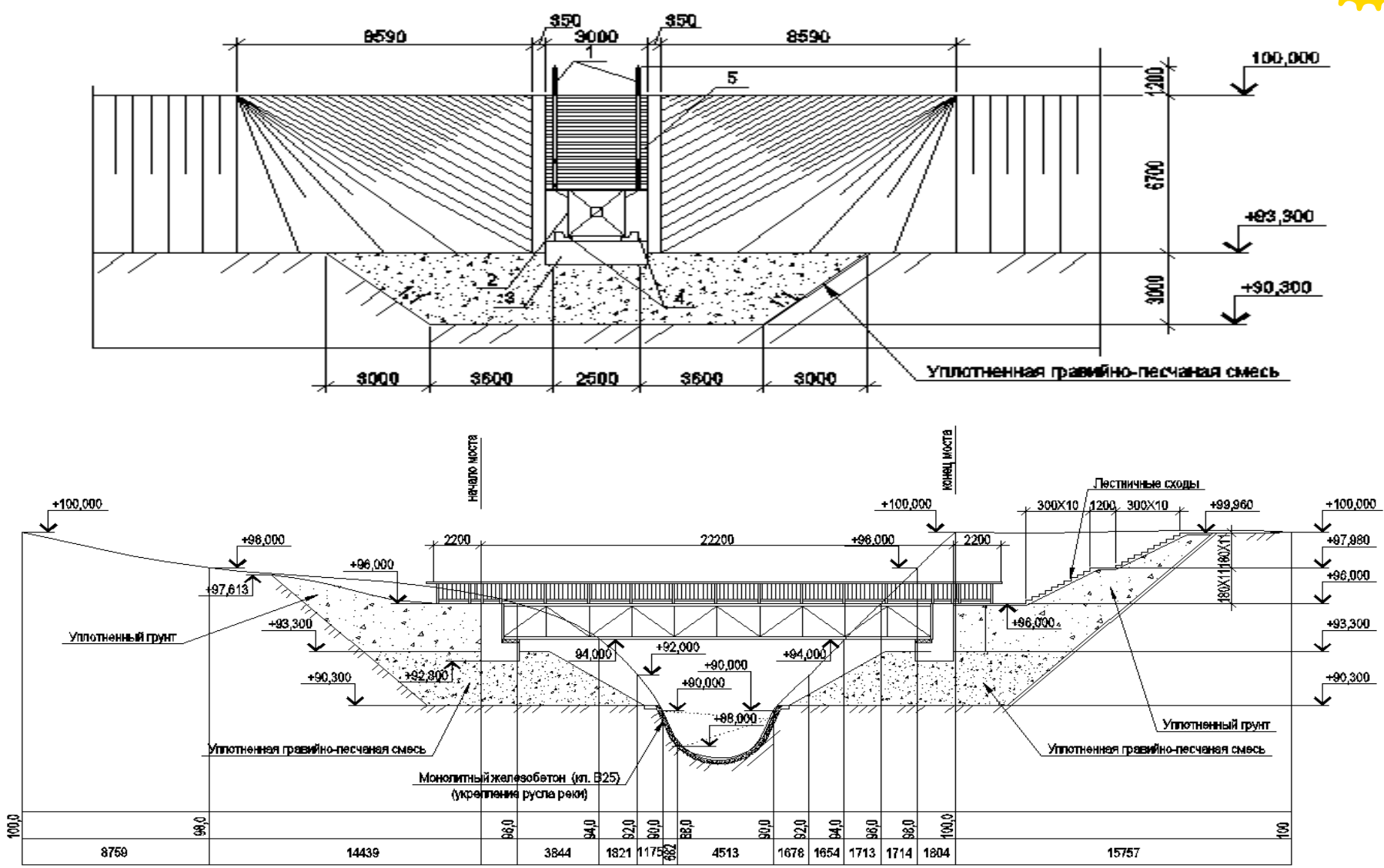


Рис. 4.4. Поперечное и продольное сечения пешеходного моста через реку Коргон-Сай

4.3. Конструкция фундамента для уменьшения касательных напряжений по периметру подошвы

Напряжения в подошве фундамента возникают от вертикального давления фундамента. Вертикальные нормальные и касательные напряжения определяются по формулам представленных в работах /43 и 118/.

Рассмотрим влияние вогнутой подошвы фундамента на величину касательных и нормальных напряжений. На рис. 4.5(б) представлена расчетная схема определения напряжений под краями подошвы фундамента. При классических подошвах, т.е. когда подошва плоская и горизонтальная, наибольшие касательные напряжения возникают под краями подошвы, а это приводит к сдвигу и выпучиванию грунтов оснований при больших давлениях или при слабых грунтах.

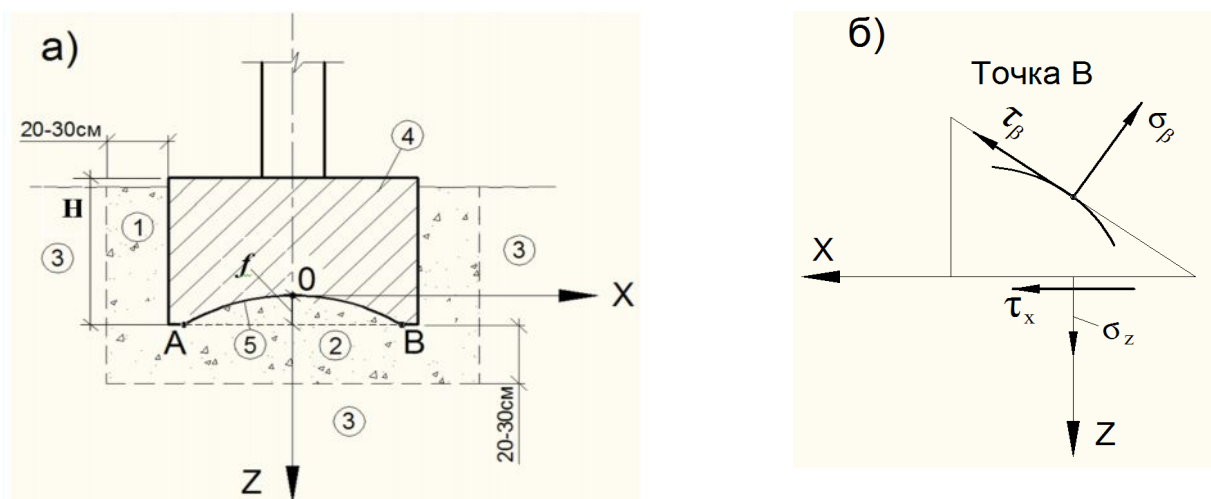


Рис. 4.5. Конструкция фундамента вогнутой подошвой с сейсмоизолирующим песчаным слоем:

- а) 1-песчаный экран, 2-песчанная подушка, 3-надежное основание, 4-фундамент вогнутой подошвой, 5-вогнутая поверхность подошвы фундамента ($f=1/3-1/2$ от H , где f – высота стрелы свода и H – высота фундамента);
- б) расчетная схема для определений напряжений под вогнутой подошвой фундамента.

Касательные и нормальные напряжения на схеме рис. 4.5.(б) можно определить по формулам сопротивления материалов /44/.

$$\begin{aligned} \tau_{\beta} &= \tau_x \cos 2\beta - \frac{\delta z}{2} \sin 2\beta \\ \delta_{\beta} &= \delta_z \cos^2 \beta + \tau_x \sin 2\beta \end{aligned} \quad (4.13)$$

где, τ_β и δ_β – касательные и нормальные напряжения в точке В под вогнутой поверхности подошвы фундамента (рис.4.5), τ_x и δ_z - касательные и нормальные напряжения действующие на горизонтальную площадку, которые определяются по методике предложенной в работах /43 и 118/; β -угол наклона касательной в точке В на горизонтальную ось.

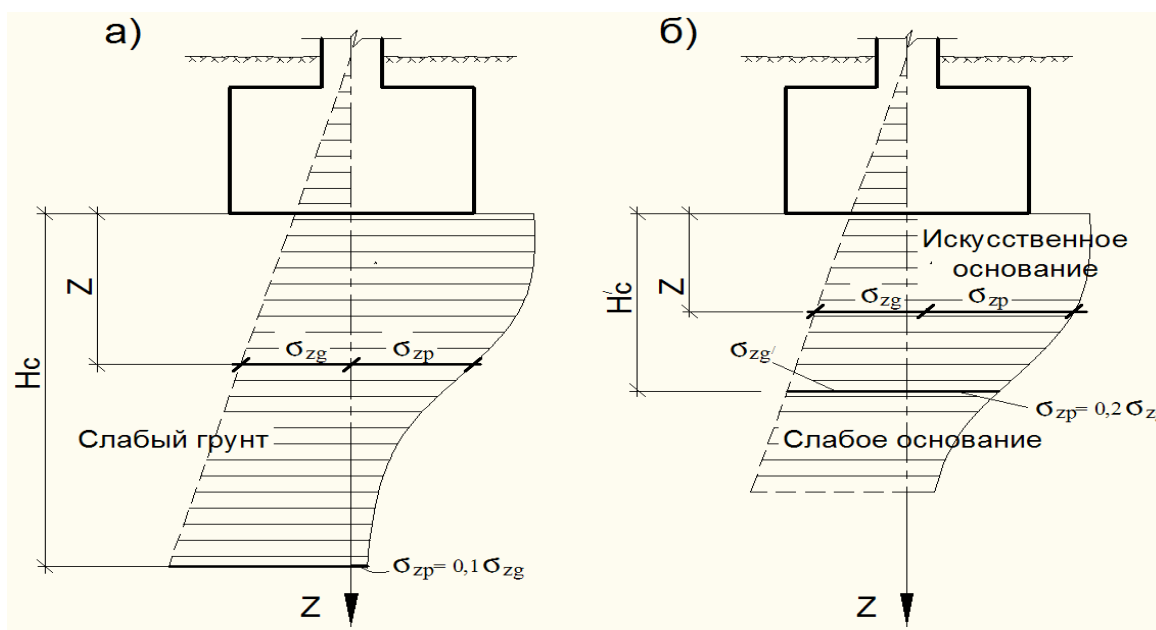


Рис. 4.6. Эпюры давлений и схема определения осадок фундамента:

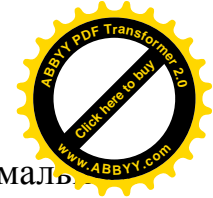
а) эпюра давлений фундамента на слабом основании;

б) эпюра давлений фундамента на искусственном основании;

H_c и H_c^I – глубина сжатой зоны на слабом и искусственном основании, $H_c^I < H_c$

Из формулы (4.13) видно, что вогнутая поверхность уменьшает касательные напряжения τ_β , чем касательные напряжения τ_x действующая в горизонтальной плоскости для классических фундамента, тем самым увеличивается сопротивляемость грунта к сдвиговым напряжениям.

Предлагаемая конструкция фундамента не только увеличивает сопротивляемость основания к сдвигу, но и уменьшает изгибающего момента возникающих в фундаменте при сейсмических воздействиях в горизонтальном направлении по оси X. Причем, угол β должен изменяться по поверхности подошвы в пределах $0 \leq \beta \leq 25^\circ$.



На табл. 4.2 представлены значения касательных и нормальных напряжений в зависимости от угла наклона касательной к точкам поверхности подошвы фундамента на горизонтальную ось X.

Таблица 4.2 - Значение касательных и нормальных напряжений в зависимости от угла вогнутости β фундамента

Угол β в град.	τ_x , (МПа)	σ_x , (МПа)	τ_β , (МПа)	σ_β , (МПа)
0	0,30	0,48	0,30	0,48
5	0,30	0,48	0,25	0,53
10	0,30	0,48	0,20	0,57
15	0,30	0,48	0,14	0,60
20	0,30	0,48	0,08	0,617
25	0,30	0,48	0,007	0,623

4.4. Применение искусственного основания при строительстве отрезка автомобильной дороги на слабых грунтах по улице Б.Алыкулова города Бишкек

Грунты, которые теряют устойчивость под действием собственного веса в откосах выемок типового поперечного профиля и под давлением насыпей в их основаниях, а также претерпевают значительные и медленно протекающие осадки относятся к слабым.

На слабых основаниях, при проектировании насыпей в зависимости от назначения насыпи предусматривается работа оснований в следующих фазах:

- первая фаза деформаций – насыпь на дорогах с капитальным цементобетонным или асфальтобетонным покрытием (расчет на полное отсутствие сдвигом в основании);
- начальный период второй фазы – деформация насыпи на дорогах с покрытием облегченного типа (ограничение распространения сдвигов заданным значением);



- конечный период второй фазы – сооружения струенаправляющих, регуляционных, дороги местного значения с покрытиями переходного типа (условия близкие к предельному равновесию).

К насыпям, сооружаемых на слабых основаниях также могут предъявляться дополнительные требования как: в период эксплуатации должно быть исключено выдавливание боковое слабого грунта в основании насыпи; до устройства покрытия интенсивная часть осадки основания насыпи должна завершиться; на торфяных основаниях упругие колебания насыпей при движении транспортных средств не должны превышать величины, которые допустимы для данного типа дорожной одежды /6/.

Нижнюю часть насыпи следует устраивать из дренирующих или крупнообломочных грунтов (если применяется частичное или полное удаление слабого грунта).

Если средняя интенсивность осадки за месяц, предшествующий устройству покрытия, не превышает от 1,5 до 2 см/год, на насыпях, в основании которых составлены слабые грунты, после завершения не менее 80% конечной осадки можно устраивать капитальные дорожные одежды.

При возведении насыпей на всех видах основания свайного типа, в зависимости от несущей способности грунта основания и веса применяемых механизмов, толщина рабочей платформы должна составлять не менее 0,75м. Не менее чем на 2,5 м ширина рабочей платформы должна превышать ширину свайного поля.

Песок с коэффициентом фильтрации не менее 6 м/сут следует применять для заполнения вертикальных дрен или также можно использовать ГПС с диаметром частиц до 60 мм. Рабочую платформу, т.е. нижнюю часть насыпи отсыпают из дренирующего грунта. Коэффициент фильтрации которого должен быть более 3 м/сут.

Грунты, содержащие более 6% органических примесей использовать для устройства грунтоцементных свай не допускается.



Ориентировочно равной ширине насыпи понизу, следует принимать мощность активной зоны основания. При насыпях более 12м высотой, а также, в случае, если слои слабых грунтов располагаются на глубинах, мощность активной зоны устанавливается в соответствии с проектом.

Следующие конструктивно - технологические решения предусматривают, при сооружения насыпи с оставлением в их основания слабого грунта в целях повышения устойчивости, а также для ускорения осадки и снижения влияния динамической нагрузки:

- возведение насыпи при слабом основании с расчётным режимом отсыпки, с обеспечением устойчивости конструкции в процессе, как строительства, так и эксплуатации;

- применить разделительного прослоя из геополотен, чтоб исключить перемешивания отсыпаемых грунтов, также грунтов слабых оснований;

- применить армоэлементы из тканых геополотен или геосетки совместно с неткаными геополотнами, чтобы обеспечить устойчивость (армирование основания);

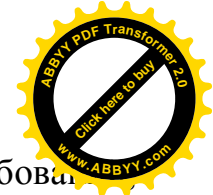
- для ускорения процесса консолидации грунтов слабого основания устраивать временную пригрузку;

- возведение «легкой» насыпи из пеноматериалов при создании устойчивой и безосадочной насыпи;

- с целью ускорения осадки слабого основания применить вертикальные дрены из песка, дискретные материалы и специальные (объёмных) геосотовые материалы;

- возводить сваи из песков, щебней, цементогрунтов, а также железобетона (забивные сваи), цементогрунтов, укрепляемых по струйной технологии, инъекционных свай с ростверком из геосотового материала или тканых геополотен для создания устойчивых или безосадочных конструкций.

При замене слабого грунта требования к расчистке полосы отвода устанавливаются с учётом метода его замены и типов машин. Место отвала



вынутаго грунта и способ его вывозки с учётом экологических требований проектом должно быть предусмотрено.

При использовании слабого грунта в качестве оснований дерновый слой на торфяном болоте и других типах слабых оснований целесообразно не удалять. Оставляя пни, срезанные на уровне поверхности земли, а также срезанное мелколесье и порубочные остатки с укладкой стволов преимущественно поперёк оси дороги - допускается при толщине насыпного слоя 1,5 м и более.

Для использования в основании насыпи слабого грунта, а также при наличии уклона дна болот, в процессе строительства должно быть установлено постоянное наблюдение /б/ за смещениями насыпи по высоте и в плане. Они могут быть вызваны дополнительной нагрузкой, динамического воздействия транспорта, многолетним оттаиванием мерзлотных образований и другим трудно прогнозируемым причинам и условиям.

В случае нарушений устойчивости основания или недопустимого отклонения от расчётной осадки следует вносить соответствующие изменения, предусмотренных проектом конструктивных параметров и технологических схем, а также вести мониторинг в процессе строительства и эксплуатации.

При строительстве автомобильной дороги по улице Б.Алыкулова в основании был обнаружен строительный мусор мощностью до 10м. чтобы полностью удалить этот строительный мусор и заменить его на соответствующий грунт потребовал бы не малых финансовых и физических затрат. Кроме того увеличился бы срок строительства дороги.

Поэтому было предложено заменить на гравийно-песчаный смесь только определенную толщину (до 2х метров) вышеуказанного строительного мусора. Такое решение сэкономил во первых - не малых финансовых затрат и во вторых - обеспечил сейсмоизоляцию данного сооружения, т.к. плотности строительного мусора и гравийно-песчаной смеси разные они послужили сейсмоизолирующим экраном.

Далее прилагаются чертежи данного проектного решения.

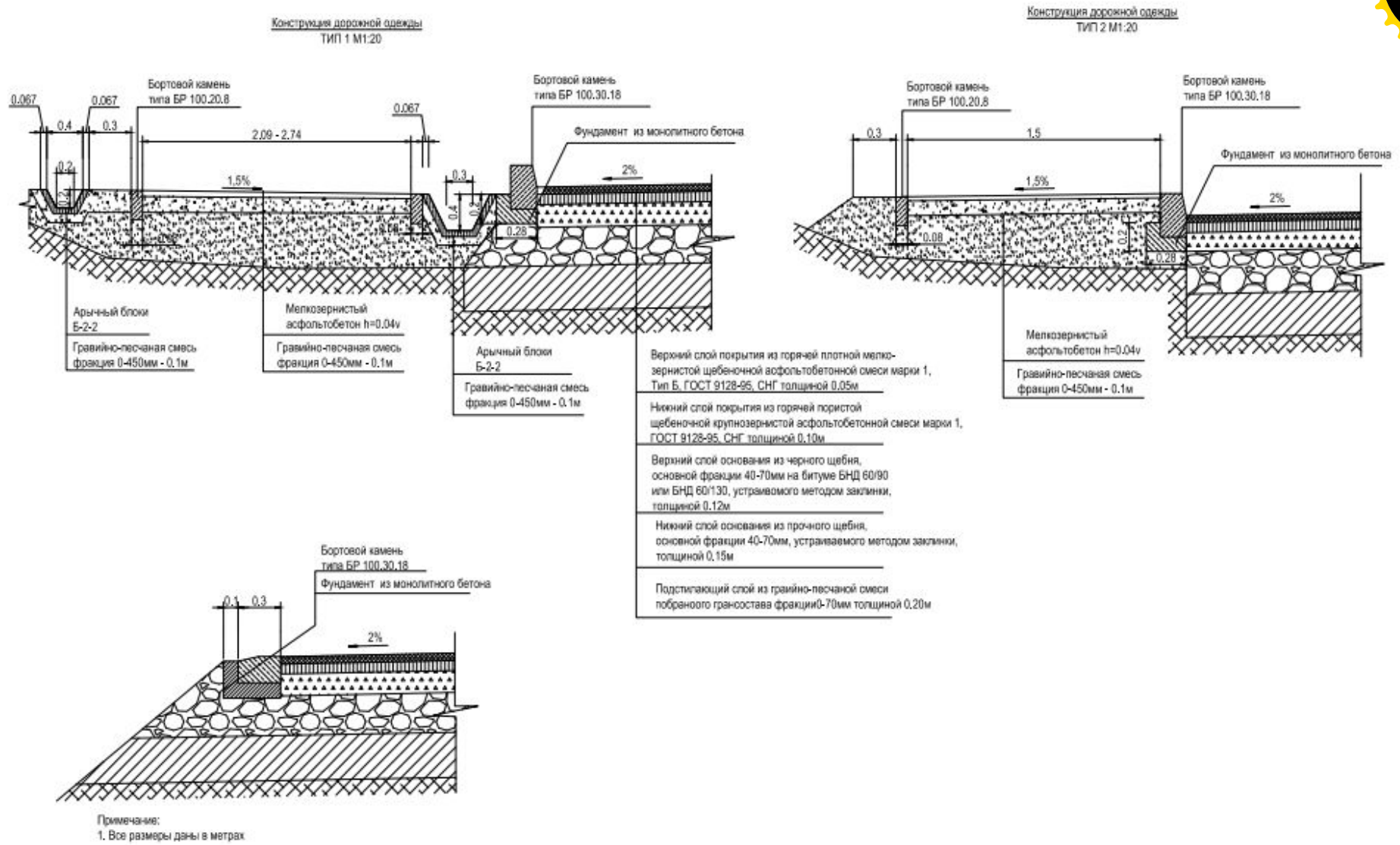
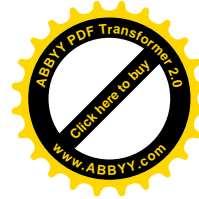
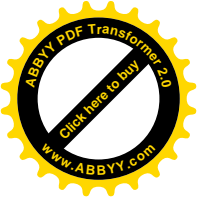


Рис. 4.7. Поперечное сечение и конструкция насыпи земляного полотна отрезка автомобильной дороги по улице Б.Алыкулова



Участки применения

1. От съезда влево на ПК5+23 до ПК6+50



Участки применения

2. От ПК6+50 до переезда через железную дорогу

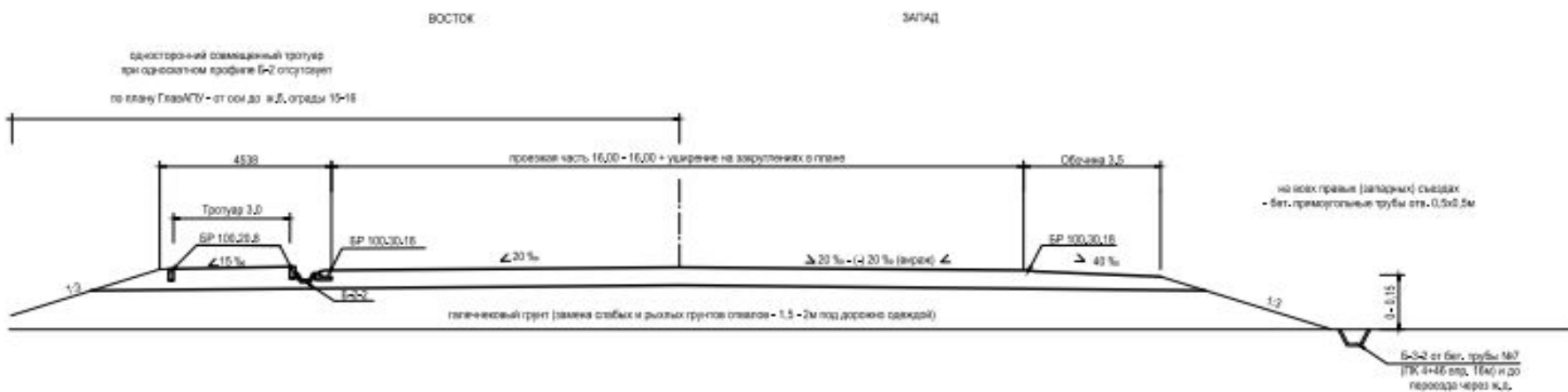


Рис. 4.8. Поперечное сечение автомобильной дороги по улице Б.Алыкулова



4.5. Заключение по главе 4

1. Предложенная конструкция искусственного основания подземного перехода по улице Киевской в г. Бишкек снижает сейсмическое воздействие на опоры в 2 раза (см. формулу 4.12).
2. Предложенная конструкция искусственного основания опор моста через реку Коргон-Сай в Джалал-Абадской области снижает сейсмическую нагрузку на 1 балл.
3. При вогнутой поверхности подошвы фундамента увеличивается площадь опирания на основания, уменьшаются касательные напряжения τ_{β} , чем касательные напряжения τ_x действующая в горизонтальной плоскости для классических фундамента, тем самым увеличивается сопротивляемость грунта к сдвиговым напряжениям.
4. Конструктивное решение с применением искусственного основания участка автомобильной дороги по улице Б.Алыкулова, на слабых грунтах сэкономило больших финансовых затрат и обеспечило прочность основания.



ВЫВОДЫ

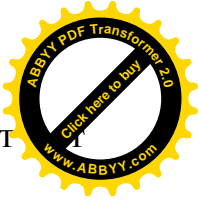
В диссертационной работе на основе комплексных исследований колебания фундаментов и опор мостов решена актуальная научно-практическая задача по обеспечению сейсмостойкости балочных мостов с разрезными пролетными строениями, которая достигается снижением сейсмических сил на фундамент и опору. Получены следующие основные выводы.

1. Предложены формулы для определения частот и периода собственного колебания системы «грунт - сооружения», теоретическое исследование работы балочного моста показало, что применение сейсмоизолирующих искусственных оснований увеличивает периоды и коэффициент затухания системы «грунт-сооружения» и тем самым снижают сейсмическое воздействие на фундамент опоры мостов.

2. По результатам эксперимента проведенного на мосту через р. Нарын на 318км автодороги Бишкек-Ош установлено, что на фундаменте промежуточной опоры №6, который был расположен на конусе насыпи (т.е. опирался на искусственное основание), по записям сейсмометрических приборов ускорение было на 40% меньше, чем ускорение грунта возле фундамента. В п.н.5 максимальная амплитуда ускорения – $7,230\text{см/с}^2$, а в п.н.6 – $3,889\text{см/с}^2$. Это объясняется преломлением и отражением сейсмических волн при переходе от грунта к фундаменту.

3. Проведения эксперимента на моделях опор на искусственном и прочном основаниях показал: при использовании сейсмоэкрана коэффициент затухания по записям смещения составил $\varepsilon=1,22 \frac{1}{\text{сек}}$; ускорения в грунте и опоре первой модели были $12,5\text{см/с}^2$ и $9,11\text{см/с}^2$, соответственно; ускорения в грунте и опоре второй модели были $7,83\text{см/с}^2$ и $5,09\text{см/с}^2$, соответственно. Это объясняется преломлением и отражением короткопериодных волн от подвижного состава и увеличением периода собственного колебания, также коэффициента затухания модели.

4. Разработанная конструкция фундамента на искусственном основании и с сейсмоизолирующим экраном по периметру - снижает сейсмическое



воздействие на балочный мост в 2 раза. Экономический эффект разработанной конструкции фундамента составляет 15-20%.

5. По разработанной методике расчета фундаментов опор моста на воздействие сейсмических нагрузок установлено, что сейсмическая сила в опоре с сейсмоизолирующим искусственным основанием меньше, чем в опоре с жестким основанием.



ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

Полученные результаты исследований были внедрены:

- при строительстве подземного перехода по ул. Киевской в городе Бишкек, имеется акт о реализации научных результатов, выданный Управлением капитального строительства при мэрии г. Бишкек (см. приложение 2);
- при проектировании и строительстве пешеходного моста через реку Коргон-Сай в пгт Кок-Джангак Джалал-Абадской области, имеется акт о реализации научных результатов, выданный Департаментом капитального строительства по предупреждению и ликвидации чрезвычайных ситуаций МЧС КР (см. приложение 3);
- при обучении студентов специальностей «Автомобильные дороги и аэродромы» и «Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей», имеется акт о реализации научных результатов, выданный КГУСТА им. Н.Исанова (см. приложение 4).

Результаты научных исследований в будущем можно применить при проектировании и строительстве инженерно-транспортных сооружений (Н.: путепроводов, эстакад, галерей и т.п.), как на автомобильных дорогах, так и на железных.



СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. **Абаканов, Т.** Прогноз и снижение повреждаемости сооружений при землетрясениях [Текст] / Т. Абаканов // Эверо. – Алматы, 1999. – 252 с.
2. **Абдужабаров, А. Х.** Сейсмостойкость подземных сооружений и дорожных покрытий с учетом требований экологии. Проблемы строительной отрасли и пути их решения [Текст] / А. Х. Абдужабаров // Сб. науч. трудов Республиканской научно-технической конференции. – Бишкек, 2001. - I часть. - С 30-37.
3. **Абдужабаров, А. Х.** Сейсмостойкость земляного полотна и искусственных сооружений на дорогах [Текст] / А. Х. Абдужабаров, У. Т. Шекербек, А. Б. Бектенов // Вестник КГУСТА. - Бишкек, 2007. - Выпуск 1(15). - С. 178-182.
4. **Абдужабаров, А. Х.** Сейсмостойкость автомобильных и железных дорог [Текст] / А. Х. Абдужабаров // КАСИ. - Бишкек, 1996. - 226 с.
5. **Абдужабаров, А. Х.** Рекомендации по проектированию земляного полотна автомобильных и железных дорог в сейсмических районах [Текст] / А. Х. Абдужабаров // БПИ. - Бишкек, 1991. - С. 3-18.
6. **Абдужабаров, А. Х.** Сейсмостойкость полотна дороги [Текст] / А. Х. Абдужабаров, Т. Рашидов // Известия АН. УзССР. Техн. Науки. - Ташкент, 1968. – № 6. – С. 70-71.
7. **Айзенберг, Я. М.** Адаптивные системы сейсмической защиты сооружений [Текст] / Я. М. Айзенберг, А. И. Нейман, А. Д. Абакаров и др. // Наука. - Москва, 1978. - 246 с.
8. Анализ последствий землетрясений при обследовании объектов транспортного строительства (США) [Текст] / Строительство в особых условиях. Сейсмостойкое строительство // ВНИИС. – Москва, 1982. - сер.14, вып. 9. – С. 29-33.
9. **Апсеметов, М. Ч.** Сейсмостойкие балочные автодорожные мосты в сейсмических районах [Текст] / М. Ч. Апсеметов, Х. Аль-Маабрих //



Повышение эксплуатационной эффективности транспортных, строитс. дорожных машин и коммуникаций в горных условиях: Материалы международной научно-практической конференции. – Бишкек, 2001. - ч.1. – С. 61-66.

10. **Апсеметов, М. Ч.** Балочные мосты с сейсмоизолирующими опорными устройствами для сейсмических районов [Текст] / М. Ч. Апсеметов // Проблемы строительной отрасли и пути их решения: Сб.науч.трудов республиканской научно-технической конференции. – Бишкек, 2001. - ч.1. – С. 37-42.
11. **Апсеметов, М. Ч.** Фундамент опор моста. А.с. СССР №1717694 от 07.03.92 г. Бюлл. № 9 / М. Ч. Апсеметов, В. П. Чуднецов.
12. **Апсеметов, М. Ч.** Экспериментальное исследование работы пролетного строения балочного автодорожного моста [Текст] / М. Ч. Апсеметов // Информационный листок НИЦ КР. – Бишкек, 1997. - №4 (7245). Серия 73.31.13.
13. **Апсеметов, М. Ч.** Дерево для строительства мостов в Иссык-Кульской области [Текст] / М. Ч. Апсеметов, П. Т. Кошумбаев, Н. Курманбек уулу // Вестник КГУСТА. – Бишкек, 2008. – Вып. 1 (19). – С. 76-79.
14. **Апсеметов, М. Ч.** О коэффициенте затухания при сейсмоизоляции сооружений [Текст] / М. Ч. Апсеметов, А. Е. Айдаралиев, У. Т. Шекербек // Вестник КГУСТА. – Бишкек, 2005. - выпуск 2 (8). - С. 11-20.
15. **Апсеметов, М. Ч.** Сейсмостойкие опорные части для гибких зданий и сооружений [Текст] / М. Ч. Апсеметов, А. Е. Айдаралиев, У. Т. Шекербек // Вестник КГУСТА. – Бишкек, 2005. - выпуск 3 (8).
16. **Апсеметов, М. Ч.** Сейсмоизоляция пролетных строений балочных мостов [Текст] / М. Ч. Апсеметов, А. Е. Айдаралиев, У. Т. Шекербек // Вестник КРСУ. - Бишкек, 2006. - Том 6, № 9. - С. 165-168.
17. **Апсеметов, М. Ч.** Обследование и испытание железобетонного путепровода в г. Алматы [Текст] / М. Ч. Апсеметов, Н. Курманбек уулу,



Н. А. Осмонканов // Вестник КРСУ. - Бишкек, 2017. – Т.17, №5. - С. 130.

18. **Апсеметов, М. Ч.** Экспериментальное исследование модели устоя моста и конуса насыпи при сейсмическом воздействии [Текст] / М. Ч. Апсеметов, У. Т. Шекербек // Вестник КГУСТА. – Бишкек, 2009. – Вып. 4(26). – Том 2. – С. 59-65.
19. **Апсеметов, М. Ч.** Результаты обследования и испытания моста на проспекте Рыскулова в г. Алматы [Текст] / М. Ч. Апсеметов, У. Т. Шекербек, Н. Курманбек уулу и др. // Вестник КГУСТА. – Бишкек, 2009. – Вып. 4(26), Том 2. – С. 65-70.
20. **Апсеметов, М. Ч.** Испытание моста через реку Нарын на 318км автомобильной дороги Бишкек-Ош для перевозки сверхнормативного груза [Текст] / М. Ч. Апсеметов, Н. Курманбек уулу, Н. У. Шамшиев и др. // Вестник КГУСТА. – Бишкек, 2015. - №3(49). - С. 28-34.
21. **Апсеметов, М. Ч.** Обследование и испытание железобетонного путепровода в г. Алматы [Текст] / М. Ч. Апсеметов, Н. Курманбек уулу, Н. А. Осмонканов // Вестник КРСУ. - Бишкек, 2017. – Т.17, №5. - С. 126-130.
22. **Апсеметов, М. Ч.** Определение динамических параметров моста через реку Нарын на 318 км автомобильной дороги Бишкек-Ош при натуральных испытаниях [Текст] / М. Ч. Апсеметов, У. Т. Шекербек, Н. Курманбек уулу и др. // Вестник КГУСТА. - Бишкек, 2015. – Вып. 3(49). – С. 35-43.
23. **Апсеметов, М. Ч.** Конструкции насыпи к подходу моста для сейсмических районов с интенсивностью 9 и более баллов [Текст] / М. Ч. Апсеметов, Б. С. Ордобаев, Н. Курманбек уулу и др. // Вестник КРСУ. – Бишкек, 2012. – Том 12, № 6. – С. 79-82.
24. **Апсеметов, М. Ч.** Натурное испытание моста при взрыве для создания естественной платины [Текст] / М. Ч. Апсеметов, Н. Курманбек уулу, У. Т. Шекербек // Научно-технический журнал «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений». – Москва, 2017. –Т.1, №1. – С. 13-17.

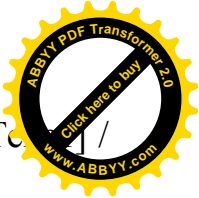


25. **Апсеметов, М. Ч.** Влияние волнового числа на сейсмостойкость сооружений в более чем 9–балльной зоне г. Бишкек [Текст] / М. Ч. Апсеметов, Р. А. Жумабаев, М. М. Копобаев и др. // Вестник КГУСТА. – Бишкек, 2010. - Выпуск 1 (27). - С. 104-113.
26. **Апсеметов, М. Ч.** Колебания моста через реку Нарын на 318 км автомобильной дороги Бишкек-Ош при взрыве в ГЭС Камбар-Ата – 2 [Текст] / М. Ч. Апсеметов, А. Е. Айдаралиев, Н. Курманбек уулу и др. // Вестник КРСУ. – Бишкек, 2011. – Т.11, №9. – С. 75 – 79.
27. **Апсеметов, М. Ч.** Сейсмостойкость береговых опор и конусов насыпи балочных мостов [Текст] / М. Ч. Апсеметов, Н. Ж. Маданбеков, Н. Курманбек уулу и др. // Илим. - Бишкек, 2015. -168с.
28. **Апсеметов, М. Ч.** Влияние искусственного основания на сейсмостойкость подземного перехода по улице Киевской возле Ошского рынка [Текст] / М. Ч. Апсеметов, Н. Курманбек уулу // Вестник КГУСТА. - Бишкек, 2016. - №1(51). - С. 23-28.
29. **Апсеметов, М. Ч.** Расчет пешеходного висячего моста пролетом 50м через р.Чаткал Чаткальского района [Текст] / М. Ч. Апсеметов, Н. Курманбек уулу, А. М. Апсеметов и др. // Вестник КГУСТА. - Бишкек, 2016. -№2(52). - С. 78-85.
30. **Апсеметов, М. Ч.** Натурные испытания моста на подвижные нагрузки [Текст] / М. Ч. Апсеметов, Н. Курманбек уулу, У. Т. Шекербек // Научно-технический журнал «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений». – Москва, 2017. – Т.2, №2. – С. 36-42.
31. **Апсеметов, М. Ч.** Натурное испытание пролетного строения железобетонного моста [Текст] / М. Ч. Апсеметов, У.Т. Шекербек, Н. Курманбек уулу и др. // Сборник научных трудов КазНИИССА. - Алматы, 2016. - №24 (34). - С. 49-61.
32. **Апсеметов, М. Ч.** Сейсмоизоляция фундаментов и сооружений из местных грунтовых материалов [Текст] / М. Ч. Апсеметов, Н. Курманбек уулу и др. // Вестник международного «Института управления». - гг.



Москва-Архангельск-Милан, 2017. - №3 (145). - С. 92-96.

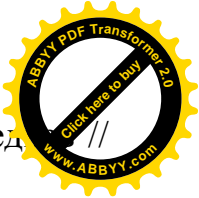
33. **Бишоп, Р.** Колебания, под ред. Я.Г. Пановко [Текст] / Р. Бишоп // Наука. - Москва, 1986. – 3-е изд. – 192 с.
34. **Вериго, М.Ф.** Взаимодействие пути и подвижного состава [Текст] / М. Ф. Вериго, А. Я. Коган // Транспорт. – Москва, 1986. – С. 50-51.
35. Влияние искусственного основания на сейсмостойкость подземного перехода [Текст] / Вестник КазНИИССА. - Алматы, 2016. - № 4(56). - С. 35 - 42.
36. **Второй международный конгресс по геотекстилю в Лас-Вегасе (США)** [Текст] / Экспресс-информация «Транспортное строительство за рубежом». - Москва, 1984. - № 211. – С. 5.
37. Газлийские землетрясения 1976 г.: Инженерный анализ последствий [Текст] / Наука. - Москва, 1982. – 196 с.
38. Газлийское землетрясение 1984 г.: Инженерный анализ последствий [Текст] / Наука. - Москва, 1988. – 157 с.
39. Газлийское землетрясение 1984 г. Анализ поведения зданий и инженерных сооружений [Текст] / Наука. – Москва, 1988. – 118 с.
40. **Гольденблат, И. И.** Проектирование гидротехнических, транспортных и специальных сооружений [Текст] / И. И. Гольденблат, К. С. Завриев и др. // Москва, 1971. – 280с.
41. **Гольдштейн, М. Н.** Механика грунтов, основания и фундаменты [Текст] / М. Н. Гольдштейн // Транспорт. - Москва, 1981.
42. **Грабовский, Р.И.** Курс физики [Текст] / Р. И. Грабовский // Высшая школа. - Москва, 1974.
43. **Далматов, Б. И.** Механика грунтов, основания и фундаментов [Текст] / Б. И. Далматов // Стройиздат. - Ленинград, 1988г.
44. **Дарков, А. В.** Сопроотивление материалов [Текст] / А. В. Дарков, Г. С. Шпиро // Высшая школа. - Москва, 1989. – 624с.
45. **Джоунс, К. Д.** Сооружения из армированного грунта. Перев. с англ. В.С.Забавина [Текст] / К. Д. Джоунс // Стройиздат. – Москва, 1989.



46. **Джегер, Ч.** Механика горных пород и инженерные сооружения [Текст] / Ч. Джегер // Мир. – Москва, 1975.
47. **Жунусов, Т. Ж.** Повреждения зданий и сооружений в Джамбуле при землетрясении 10 мая 1971 года [Текст] / Т. Ж. Жунусов, А. Т. Аубакиров, М. У. Ашимбаев и др. // Казахстан. – Алма-Ата, 1974. – 139с.
48. **Жунусов, Т. Ж.** О возможности применения амортизирующих опорных частей в балочных автодорожных мостах [Текст] / Т. Ж. Жунусов, М. Ч. Апсеметов // Труды межд. конф. «Проблемы механики». - Бишкек, 1994.
49. **Жунусов, Т. Ж.** Сейсмоизолирующие узлы в конструкциях мостов. [Текст] / Т. Ж. Жунусов, М. Ч. Апсеметов // Вестник КГУСТА. - Бишкек, 2002. -№1. - С. 49-54.
50. **Жунусов, Т. Ж.** Анализ повреждений жилых крупнопанельных и кирпичных зданий в Бухаре во время Газлийских землетрясений. ЦИНИС Госстроя СССР [Текст] / Т. Ж. Жунусов, И. Е. Ицков, Б. А. Ротгауз // Сейсмостойкое строительство. - Москва, 1977. - Серия XIV, Вып. 3. - С. 58-62.
51. **Жумабаев, Р. А.** Особенности работы земляного полотна железных дорог на скальных основаниях под динамическими воздействиями поездов [Текст] / Р. А. Жумабаев // Автореф. дисс. – Бишкек, 2005.
52. **Жунусов, Т. Ж.** Основы сейсмостойкости сооружений [Текст] / Т. Ж. Жунусов // Алма-Ата, 1990. -230с.
53. Жаланаш-Тюпское землетрясение 25 марта 1978 г. [Текст] / Наука. - Алма-Ата, 1981. – 136 с.
54. **Кадомцев, Б. Б.** Волны вокруг нас [Текст] / Б. Б. Кадомцев, В. И. Рыдник // Знание. – Москва, 1984. – С.29.
55. **Карцивадзе, Г. Н.** Повреждения дорожных искусственных сооружений при сильных землетрясениях [Текст] / Г. Н. Карцивадзе // Транспорт. – Москва, 1969. – 56 с.
56. **Карцивадзе, Г. Н.** Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений [Текст] / Г. Н. Карцивадзе // Транспорт. - Москва, 1974. - 263с.



57. Карта сейсмического районирования Кыргызской Республики (1:1000000) [Текст] / К. Д. Джанузаков, О. К. Чедия, К. Е. Абдрахматов и др. // Илим. – Бишкек, 1996. – 24 с.
58. **Карцивадзе, Г. Н.** Сейсмостойкое строительство за рубежом [Текст] / Г. Н. Карцивадзе, С. В. Медведев, Ш. Г. Напетваридзе // Москва, 1962.-223 с.
59. **Кац, А. З.** О сейсмических основах методики сейсмического микрорайонирования [Текст] / А. З. Кац // Бюллетень совета по сейсмологии. - Москва,1960. - №8.
60. **Копобаев, М. М.** Методы определения динамических параметров земляных волн, образованных в эпицентральной зоне землетрясения, и их влияние на сейсмостойкость сельских зданий [Текст] / М. М. Копобаев, Ж. И. Маматов, М. Ч. Апсеметов и др. // Вестник КГУСТА. – Бишкек, 2009. - Вып 1(23), Том 3.
61. **Кирпичев, М. Б.** Теория подобия [Текст] / М. Б. Кирпичев // Изд-во АН СССР. – Москва, 1953.
62. **Кириллов, В. С.** Основания и фундаменты [Текст] / В. С. Кириллов // Транспорт. – Москва, 1981.
63. **Красников, Н. Д.** Динамические свойства грунтов и методы их определения [Текст] / Н. Д. Красников // Стройиздат. – Ленинград, 1970.
64. **Килимник, Л. Ш.** Сейсмическая реакция экспериментального крупнопанельного 9-этажного здания с сейсмоизолирующим скользящим поясом [Текст] / Л. Ш. Килимник, Л. Л. Солдатова // ЭИ ВНИИС. – Фрунзе, 1987. - Сер.14 (отч. опыт), Вып. 10. – С. 23-30.
65. **Курманбек уулу Н.** Землетрясение и его воздействия на транспортные сооружения [Текст] / Н. Курманбек уулу // Вестник КГУСТА. – Бишкек, 2009. – Вып. 1(23). – Т.2. – С. 140-145.
66. **Курманбек уулу Н.** Искусственные сооружения, исходные условия проектирования и основные требования к их сейсмостойкости [Текст] / Н. Курманбек уулу // Вестник КГУСТА. – Бишкек, 2010. - Вып. 1(27). – С. 24-28.



67. **Медведьев, С. В.** Инженерная сейсмология [Текст] / С. В. Медведьев // Госиздат. - Москва, 1962. -283с.
68. Методические рекомендации по проектированию и строительству сопряжений автодорожных мостов и путепроводов с насыпью [Текст] / СоюздорНИИ. – Москва, 1975.
69. **Напетваридзе, Ш. Г.** Сейсмостойкость гидротехнических сооружений [Текст] / Ш. Г. Напетваридзе // Госстройиздат. – Москва, 1959.
70. **Назаров, А. Г.** Моделирование строительных конструкций [Текст] / А. Г. Назаров // Изд-во АН СССР. - Ереван, 1959.
71. **Назаров, А. Г.** Методы инженерного анализа сил [Текст] / А. Г. Назаров // Изд-во АН СССР. – Ереван, 1959.
72. **Налимов, В. В.** Теория экспериментов [Текст] / В. В. Налимов // Наука. – Москва, 1971.
73. **Оразымбетов, Н. О.** Ашхабадское землетрясение 1948 [Текст] / Н. О. Оразымбетов, М. М. Сердюков, С. А. Шанин // Госстройиздат. – Москва, 1960. – 306 с.
74. **Оразымбетов, Н. О.** Ашхабадское землетрясение 1948 г. [Текст] / Н. О. Оразымбетов, М. М. Сердюков, С. А. Шанин // ГСИ. - Москва, 1960. – С 20-307.
75. **Окамото, Ш.** Сейсмостойкость инженерных сооружений [Текст] / Ш. Окамото // Стройиздат. – Москва, 1980.
76. **Ормонбеков, Т.О.** Применение тонкослойных резинометаллических опор для сейсмозащиты зданий в условиях территории Кыргызской Республики [Текст] / Т. О. Ормонбеков, У. Т. Бегалиев, А. В. Дерев и др. // Учкун. - Бишкек, 2005. – 215с.
77. **Переселенков, Г. С.** Основные принципы обеспечения сейсмостойкости транспортных сооружений в СССР [Текст] / Г. С. Переселенков, Г. С. Шестоперов // Сейсмостойкость транспортных и сетевых сооружений. – Москва, 1986. - С. 4-10.
78. **Переселенков, Г.С.** Материалы и инженерные решения



сейсмологических армогрунтовых конструкций земляного полотна.
Транспортное строительство [Текст] / Г. С. Переселенков, А. И. Песов, Ф. И. Целиков и др. // Наука. – Москва, 1990. – С. 6-8.

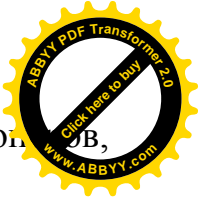
79. Повреждения искусственных сооружений и пути в результате землетрясения на Аляске [Текст] / Экспресс-информация «Путь и строительство железных дорог». – 1986. – №8. – С. 5.
80. **Поляков, С. В.** Последствия землетрясения в г. Ниигата (Япония) в 1964 г. Сейсмостойкость крупнопанельных и каменных зданий [Текст] / С. В. Поляков // ЦНИСК, Госстройиздат. – Москва, 1967. – С.52-66.
81. **Поляков, С. В.** Последствия сильных землетрясений [Текст] / С. В. Поляков // Стройиздат. - Москва, 1978. – 311 с.
82. **Поляков, С. В.** Сейсмические конструкции зданий [Текст] / С. В. Поляков // Высшая школа. - Москва, 1984. -335с.
83. **Пискунов, Н. С.** Дифференциальные и интегральные исчисления [Текст] / Н. С. Пискунов // Наука.- Москва, 1985. - 560 с.
84. **Рахматулин, Х. А.** Распространение волн деформаций [Текст] / Х. А. Рахматулин // Илим. – Фрунзе, 1985.
85. **Румшинский, Я. З.** Математическая обработка результатов эксперимента [Текст] / Я. З. Румшинский // Наука. – Москва, 1971.
86. **Саваренский, Е. Ф.** Элементарные оценки влияния слоя на колебания земной поверхности [Текст] / Е.Ф. Саваренский // Изв. АН СССР. - Москва,1959. - серия №10.
87. **Свойства грунтов при вибрации** [Текст] / Материалы III Всесоюзной конференции 1973 г. // ФАН. – Ташкент, 1975.
88. Сейсмическое районирование территории СССР [Текст] / Наука. – Москва, 1980. – 208 с.
89. Сейсмоизоляция и адаптивные системы сейсмозащиты [Текст] / Наука. Москва, 1983.
90. **Сильницкий, Ю. М.** Расчет мостов на сейсмические воздействия [Текст] / Ю. М. Сильницкий, А. М. Уздин // Ленинград, 1977. – С. 51.



91. СНиП КР 20-02:2009. Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. – Бишкек, 2009.
92. СНиП 3.06.07-86. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. – М., 1987.
93. СНиП II-7-81 Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования. М.: Стройиздат, 1982. 47 с.
94. СН-509 – 78. Инструкция по определению экономической эффективности использования в строительстве новой техники, изобретений и рационализаторских предложений. – М., 1978.
95. Справочник по механике грунтов. – Киев: Будивельник, 1987.
96. **Тарг, С. М.** Краткий курс теоретической механики [Текст] / С. М. Тарг // Высшая школа. - Москва, 1986. – 416 с.
97. Типовые проекты «Сборные Т-образные ж/б балки без диафрагм для автодорожных мостов» [Текст] / Союздорпроект. - Москва, 1962. - Выпуск 56.
98. **Черкесов, И. И.** Механические свойства грунтов в дорожном строительстве [Текст] / И. И. Черкесов // Транспорт. – Москва, 1976.
99. **Чеботарев, Г. И.** Механика грунтов, основания и земляные сооружения [Текст] / Г. И. Чеботарев // Стройиздат. – Москва, 1968.
100. **Черепинский, Ю. Д.** Рекомендации по проектированию зданий с сейсмоизолирующим кинематическим фундаментом [Текст] / Ю. Д. Черепинский // Алма-Ата, 1980.
101. **Черепинский, Ю. Д.** Сейсмоизоляция жилых зданий [Текст] / Ю. Д. Черепинский // Алматы, 2003.
102. **Чуднецов, В. П.** Исследование работы резино-металлических опорных частей с цилиндрической поверхностью для балочных мостов с учетом сейсмических воздействий [Текст] / В. П. Чуднецов // Дис. ... канд. техн.нак. – Фрунзе, 1971. - С.164.
103. **Чуднецов, В. П.** Опорная часть моста [Текст] / В. П. Чуднецов, М. Ч. Апсеметов // А.С. СССР №1812264 от 30.04.93, Бюлл. № 16.



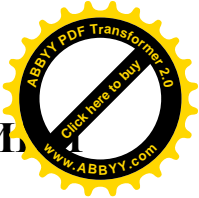
104. **Чуднецов, В. П.** А.с. СССР № 160989, А.с. СССР № 1717694, а.с.СССР № 1912264, а.с. СССР № 160980 [Текст]/ В. П. Чуднецов, М. Ч. Апсеметов.
105. **Чуднецов, В. П.** Разрушение балочных мостов во время сильных землетрясений [Текст] / В. П. Чуднецов, М. Ч. Апсеметов // Тр. ФПИ. – Фрунзе, 1965.
106. **Чуднецов, В. П.** О возможности экономии расхода арматуры в железобетонных балочных автодорожных мостах малых пролетов. Экономичное армирование железобетонных конструкций [Текст] / В. П. Чуднецов, М. Мурзакматов, М. Ч. Апсеметов // Фрунзе, 1990. – С.66-68.
107. **Чуднецов, В. П.** Опоры мостов. Патент SU 1772810 А1, Е 01019102. [Текст] / В. П. Чуднецов, К. Э. Аманалиев, С. Н. Коваленко // БПИ –1992. Бюл. №44.
108. **Чуднецов, В. П.** Опоры мостов. Патент SU 1772811 А1, Е 01019102 [Текст] / В. П. Чуднецов, К. Э. Аманалиев, С. Н. Коваленко // БПИ –1992. Бюл. №44.
109. **Шабалин, Н. В.** Методы использования инженерно-сейсмологических данных при сейсмическом районировании: В кн. «Сейсмическое районирование СССР» [Текст] / Н. В. Шабалин // Наука. – Москва, 1968. – С. 95-141.
110. **Шекербек, У. Т.** Конструктивные мероприятия по обеспечению сеймоустойчивости мостового перехода [Текст] / У. Т. Шекербек // Вестник КазАТК. – Алматы, 2009. - № 2. - С. 28-33.
111. **Шекербек, У. Т.** Разрушение транспортных сооружений при сильных землетрясениях прошлого века с 1895-1988 годы [Текст] / У. Т. Шекербек // Вестник КазАТК. - Алматы, 2010. -№1. – С. 71-77.
112. **Шекербек, У. Т.** Последствия разрушительных землетрясений [Текст] / У. Т. Шекербек // Вестник КГУСТА. – Бишкек, 2010. – С. 95-98.
113. **Шестоперов, Г.С.** Сейсмостойкость мостов [Текст] / Г.С. Шестоперов // Транспорт. - Москва, 1984. - 143с.
114. **Шестоперов, Г.С.** Повреждения мостов при землетрясениях в Дагестане.



- Сейсмостойкость транспортных сооружений [Текст] / Г. С. Шестопалов, И. П. Казей // Наука. – Москва, 1980. – С. 5-9.
115. **Хучбаров, З. Г.** Сейсмоизоляция автодорожных мостов [Текст] / З. Г. Хучбаров // КиргИНТИ. – Фрунзе, 1986. – 60 с.
116. **Хучбаров, З. Г.** Сейсмостойкий мост. А.с. № 990935, 1983, А.с. № 1041616, 1983. А.с. №1090786 [Текст] / З. Г. Хучбаров // Фрунзе, 1985.
117. **Ценов, Л.** Система с включающими связями, предложена на реально сепаратно воздействие. Механика [Текст] / Л. Ценов, С. Димова // 1985. – С. 492-496.
118. **Цытович, Н. А.** Механика грунтов [Текст] / А. Н. Цытович // Высшая школа. - Москва, 1983.
119. **Эггерт, Х.** Опорные части в строительстве. Пер. с нем. [Текст] / Х. Эггерт, Ю. Гротте, В. Каушке // Транспорт. – Москва, 1978. – 359 с.
120. **Эрних, Н. Б.** Область применения армированного грунта. Транспортное строительство [Текст] / Н. Б. Эрних // 1981. – № 1. – С.54-55.
121. **Ямщиков, В. С.** Волновые процессы в массиве горных пород: Учебное пособие для вузов [Текст] / В.С. Ямщиков // Недра. – Москва, 1984. – 271с.
122. **Mitchell, J.K.** Behavior of reinforced soil walls in centrifuge model test / J. K. Mitchell. - 1988.
123. **Nadim, F.** Seismically Induced Movement of Retaining Walls. Journal of the Geotechnical Eng. Division. ASCE, vol. six № 0 T 7 / F. Nadim, R. X. Whitman. -1983.
124. **Scheosser, F.** Talus et soutènements en dynamique des sols Revue Française géotechnique / F. Scheosser, L. Dormieux. - 1986.
125. **Sadiku, S.** On the dynamics of elastic systems with moving concentrated masses / S. Sadiku, H. H. E. Leupholz.
126. www.wikipedia.ru
127. www.gazeta.ru
128. www.katastrofa.h12.ru



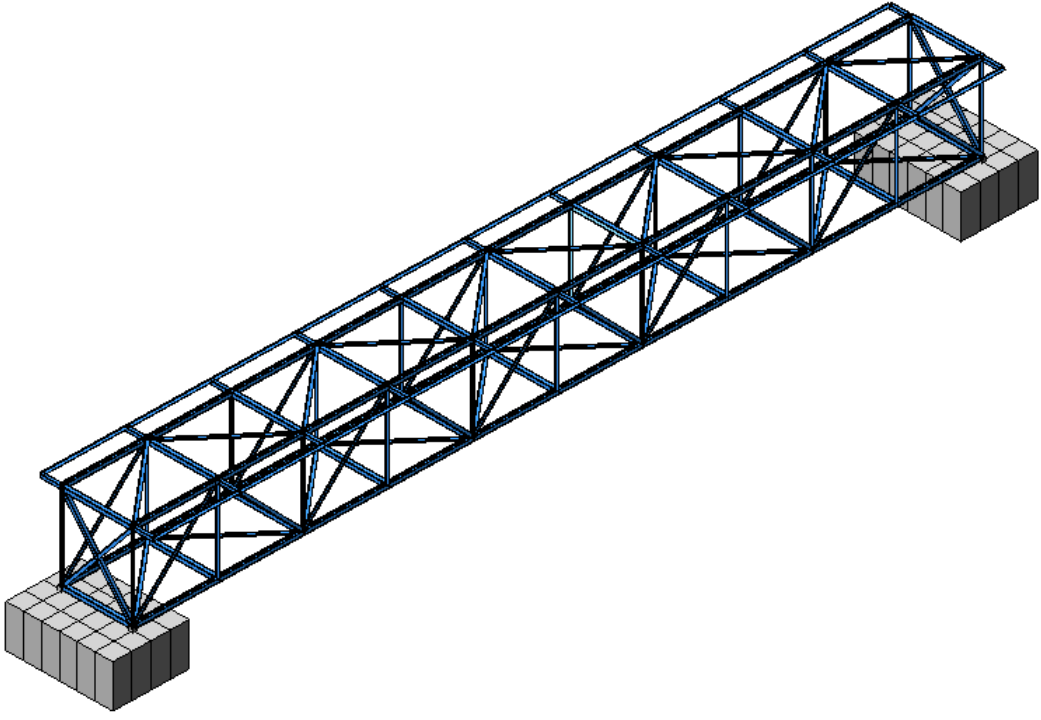
ПРИЛОЖЕНИЯ



ОТЧЁТ

Расчет пространственной системы на статические и сейсмические воздействия.
Лира 9.6 R9

Проект пешеходного моста через реку Коргонсай в ПГТ Кок-Жангак Жалал-Абадской области



Расчет выполнил:

К.т.н., доцент

Инженер-мостовик
Сертификат ПР-4.2 №020595

Айдаралиев А.Е.

Курманбек уулу Н.

г. Бишкек 2018



Содержание

№№	Наименование раздела	Стр.
1	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА. Общие данные.	3
2	Исходные данные для расчёта конструкций здания	3
3	Формирование динамических нагрузок	4
4	Коэффициенты РСУ	5
5	3-D модель и конечно-элементная модель здания	7
6	Жесткости элементов	14
7	Номера назначенных типов жесткостей	19
8	Сбор нагрузок на 1 м ² перекрытия и покрытия	29
9	Схема приложения нагрузок	33
10	Частоты собственных колебаний	38
11	Армирование плиты перекрытия	39
12	Армирование фундаментной плиты	41
13	Проверка металлических конструкций каркаса балки-ригели и колонны по предельным состояниям	43
14	Подобранные жесткости и характеристики стальных элементов прогонов и связей	46



ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

Общие данные

Объект строительства – моста через реку Коргонсай в ПГТ Кок-Жангак

Район строительства – Жалал-Абадской области.

Сейсмичность района строительства – 9 баллов.

Категория грунта по сейсмическим свойствам – II.

Район и участок строительства характеризуется следующими природными условиями:

- зона влажности – сухая;
- нормативное значение ветрового давления – 25 м/с (38 кг/м²);
- вес снегового покрова – 70 кг/м²;

Здание прямоугольной формы в плане размерами 9,3×47,7м, высота здания 5.3м;

Каркас основной: металлический

Фундаменты железобетонные;

Класс бетона конструкций – В25

Исходные данные для расчёта несущих конструкций здания

Расчёт здания выполнен по программе Лира 9.6 с использованием трёхмерной (пространственной) расчётной модели.

В расчёте использовано 8 загружений:

- 1- постоянная- собственный вес;
- 2-постоянная –вес пола
- 3-полезная нагрузка -400 кг/м²;
- 4- кратковременная снеговая -70 кг/м²;
- 5 – сейсмическая в направлении «X»;
- 6 – сейсмическая в направлении «У»;
- 7 – сейсмическая в направлении «Z»;

Сейсмическое воздействие задано 3-мя составляющими по 50, 50 и 50 форм собственных колебаний по направлениям X, Y и Z соответственно.

Расчёт конструкций здания выполнен на основные и особые сочетания нагрузок с учётом сейсмических воздействий со следующими параметрами:

- сейсмичность площадки строительства – 9 баллов;
- категория грунта –II;
- $K_1 = 1,0$. Табл. 5.3. СНиП КР 20-02: 2009 (коэффициент, учитывающий степень ответственности зданий и сооружений);
- $K_2 = 0,25$. Табл. 5.4. СНиП КР 20-02: 2009 (коэффициент, учитывающий различные типы и особенности конструктивных решений зданий и сооружений);
- $K_3 = 1,00$ (коэффициент, учитывающий высоту зданий и сооружений, $1 \leq K_3 \leq 2$);
- $K_\psi = 1,0$. Табл. 5.5. СНиП КР 20-02: 2009 (коэффициент, учитывающий здания и сооружения к рассеиванию энергии);



Формирование динамических нагрузений.

Формирование динамических нагрузений из стат...

Сформировать матрицу масс на основании:

- загрузки (код 1)

- плотности элементов (код 2)

№ динамического нагружения:

№ соответствующего статического нагружения:

Козф. преобразования:

Сводная таблица:

№ дин. з...	№ стат. ...	Козф.	Код
5	2	0.9	1
5	3	0.5	1
5	4	0.5	1
6		0.9	2
6	2	0.9	1
6	3	0.5	1
6	4	0.5	1
7		0.9	2

Добавить Удалить Изменить

Формирование динамических нагрузений из стат...

Сформировать матрицу масс на основании:

- загрузки (код 1)

- плотности элементов (код 2)

№ динамического нагружения:

№ соответствующего статического нагружения:

Козф. преобразования:

Сводная таблица:

№ дин. з...	№ стат. ...	Козф.	Код
6	2	0.9	1
6	3	0.5	1
6	4	0.5	1
7		0.9	2
7	2	0.9	1
7	3	0.5	1
7	4	0.5	1

Добавить Удалить Изменить

Задание характеристик для расчета на динамические воздействия

N строки характеристик:

N загрузки:

Наименование воздействия: Сейсмическое (СНиП РК 2.03-30-2006) - (43)

Количество учитываемых форм колебаний:

Матрица масс: Диагональная Согласованная

Сводная таблица для расчета на динамические воздействия

#	Параметры загрузки	Параметры динамического воздействия
1	43 50 0 1 0	0.80 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 1.00 0.0000 0.0000
2	43 50 0 1 0	0.80 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 1.00 0.0000 1.0000
3	43 50 0 1 0	0.88 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 1.00 0.0000 0.0000
4		

Сейсмическое воздействие (Казахстан, СНиП РК 2.03-30-2006)

Поправочный коэф. для сейсмических сил:

Сейсмичность района в баллах: S = 9

Категория грунта (СНиП РК 2.03-30-2006): I

Козфициенты из таблиц СНиП РК 2.03-30-2006

Козф. ответственности сооружения (таблица 5.2):

Козф. конструктивных решений (табл. 5.3, 5.4):

Козф. высотности сооружения (формула 5.3):

Козф. рассеивания энергии (таблица 5.7):

Козф. грунтовых условий (таблица 5.6):

Направляющие косинусы равнодействующей сейсм. воздейств. в ОСК:

CX: CY: CZ: CX*CX + CY*CY + CZ*CZ

Задание характеристик для расчета на динамические воздействия

N строки характеристик:

N загрузки:

Наименование воздействия: Сейсмическое (СНиП РК 2.03-30-2006) - (43)

Количество учитываемых форм колебаний:

Матрица масс: Диагональная Согласованная

Сводная таблица для расчета на динамические воздействия

#	Параметры загрузки	Параметры динамического воздействия
1	43 50 0 1 0	0.80 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 1.00 0.0000 0.0000
2	43 50 0 1 0	0.80 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 1.00 0.0000 1.0000
3	43 50 0 1 0	0.88 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 1.00 0.0000 0.0000
4		

Сейсмическое воздействие (Казахстан, СНиП РК 2.03-30-2006)

Поправочный коэф. для сейсмических сил:

Сейсмичность района в баллах: S = 9

Категория грунта (СНиП РК 2.03-30-2006): I

Козфициенты из таблиц СНиП РК 2.03-30-2006

Козф. ответственности сооружения (таблица 5.2):

Козф. конструктивных решений (табл. 5.3, 5.4):

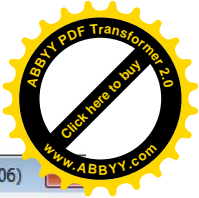
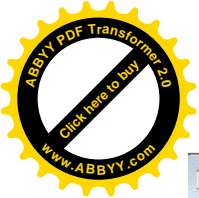
Козф. высотности сооружения (формула 5.3):

Козф. рассеивания энергии (таблица 5.7):

Козф. грунтовых условий (таблица 5.6):

Направляющие косинусы равнодействующей сейсм. воздейств. в ОСК:

CX: CY: CZ: CX*CX + CY*CY + CZ*CZ



Задание характеристик для расчета на динамические воздействия

N строки характеристик: 3
 N загрузки: 7
 Наименование воздействия: Сейсмическое (СНиП РК 2.03-30-2006) - (43)
 Количество учитываемых форм колебаний: 50
 Матрица масс: Диагональная Согласованная

Сводная таблица для расчета на динамические воздействия

#	Параметры загрузки	Параметры динамического воздействия
1	43 50 0 1 0	0.80 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 0.0000 0.0000
2	43 50 0 1 0	0.80 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 0.0000 1.0000
3	43 50 0 1 0	0.88 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 0.0000 0.0000
4		

Сейсмическое воздействие (Казахстан, СНиП РК 2.03-30-2006)

Поправочный коэф. для сейсмических сил: 0.88
 Сейсмичность района в баллах: S = 9
 Категория грунта (СНиП РК 2.03-30-2006): I

Кoeffициенты из таблиц СНиП РК 2.03-30-2006:

- Коеф. ответственности сооружения (таблица 5.2): 1.00
- Коеф. конструктивных решений (табл. 5.3, 5.4): 0.25
- Коеф. высоты сооружения (формула 5.3): 1.00
- Коеф. рассеивания энергии (таблица 5.7): 1.00
- Коеф. грунтовых условий (таблица 5.6): 1.00

Направляющие косинусы равнодействующей сейсм. воздейств. в ОСК:

CX: 0.0000 CY: 0.0000 CZ: 1.0000 CX*CX + CY*CY + CZ*CZ

Примечание: Сейсмическое воздействие было посчитано по СН РК 2.03-30-2006 с соответствующим переводным коэффициентом 0.8 и .088 на СНиП КР 20-02: 2009.

Коэффициент РСУ

Расчетные сочетания усилий

Строительные нормы: СНиП 2.01.07-85
 Коэффициенты сочетания по степени влияния: Редактировать...
 Номер загрузки: 1 Загрузка 1 Собственный вес
 Вид загрузки: Постоянное (0) По умолчанию

N группы объединяемых временных загрузок: 0
 Учитывать знакопеременность:
 N группы взаимоисключающих загрузок: 0
 NN сопутствующих загрузок: 0 0
 Коэффициент надежности: 1.10
 Доля длительности: 1.00

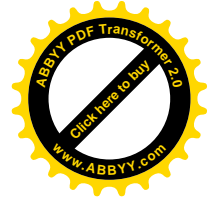
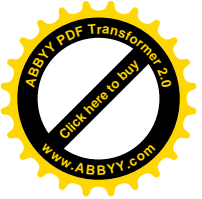
Ограничения для кранов и тормозов:
 Кран: Тормоз:

Коэффициенты для РСУ

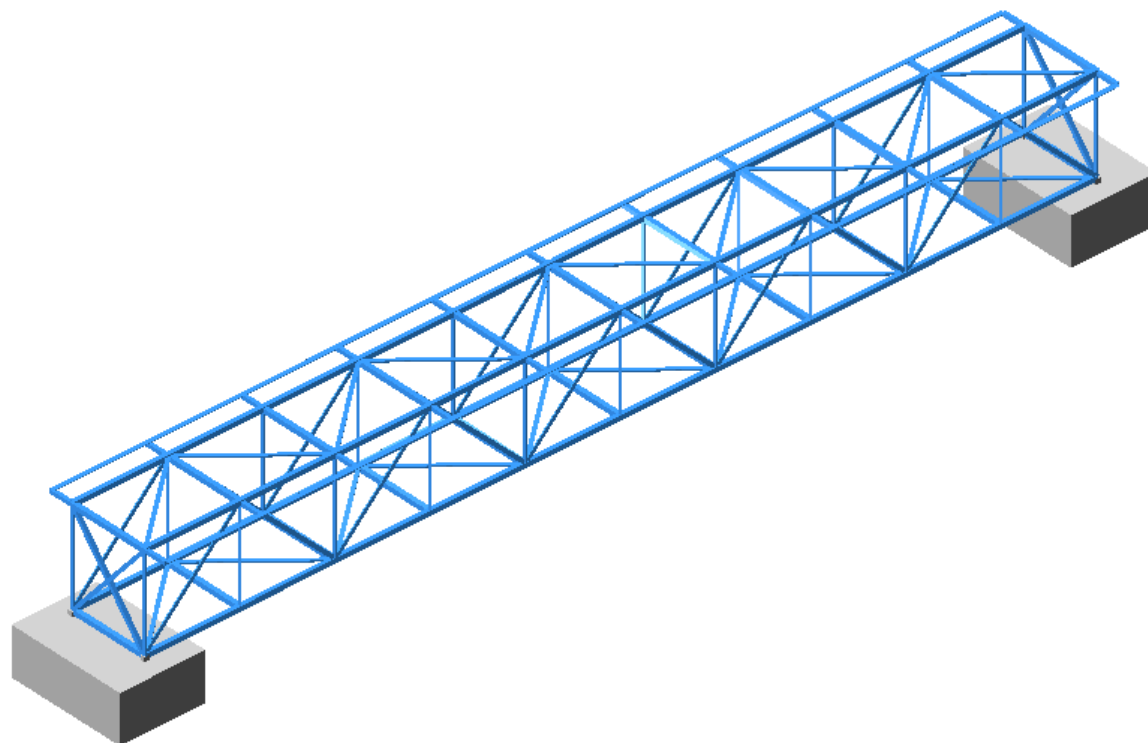
#	1 основ.	2 основ.	Особ.(С)	Особ.(6.С)	5 с
1	1.00	1.00	0.90	1.00	
2	1.00	1.00	0.90	1.00	
3	1.00	0.90	0.50	0.80	
4	1.00	0.90	0.50	0.80	
5	0.00	0.00	1.00	0.00	
6	0.00	0.00	1.00	0.00	
7	0.00	0.00	1.00	0.00	

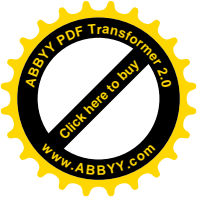
Сводная таблица для вычисления РСУ:

№.	Имя загрузки	Параметры РСУ	Коэффициенты РСУ
1	Загрузка 1	0 0 0 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
2	Загрузка 2	0 0 0 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
3	Загрузка 3	2 0 0 0 0 0 1.20 0.35	1.00 0.90 0.50 0.80
4	Загрузка 4	2 0 0 0 0 0 1.40 0.35	1.00 0.90 0.50 0.80
5	Загрузка 5	5 0 1 1 0 0 1.00 0.00	0.00 0.00 1.00
6	Загрузка 6	5 0 1 1 0 0 1.00 0.00	0.00 0.00 1.00
7	Загрузка 7	5 0 1 0 0 0 1.00 0.00	0.00 0.00 1.00

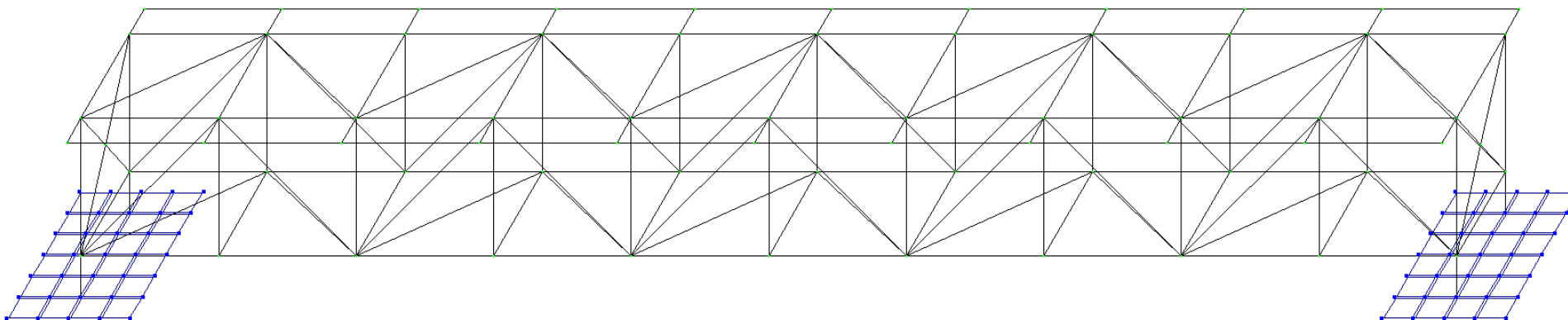


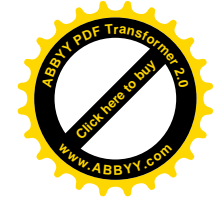
3-D модель здания



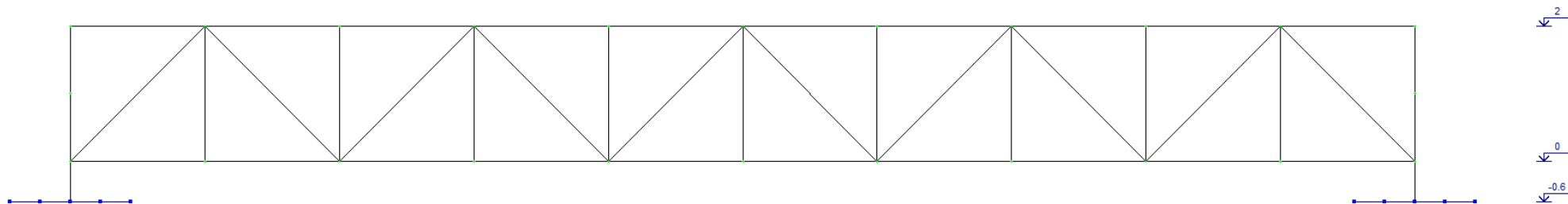


**Конечно-элементная модель
Общий вид**

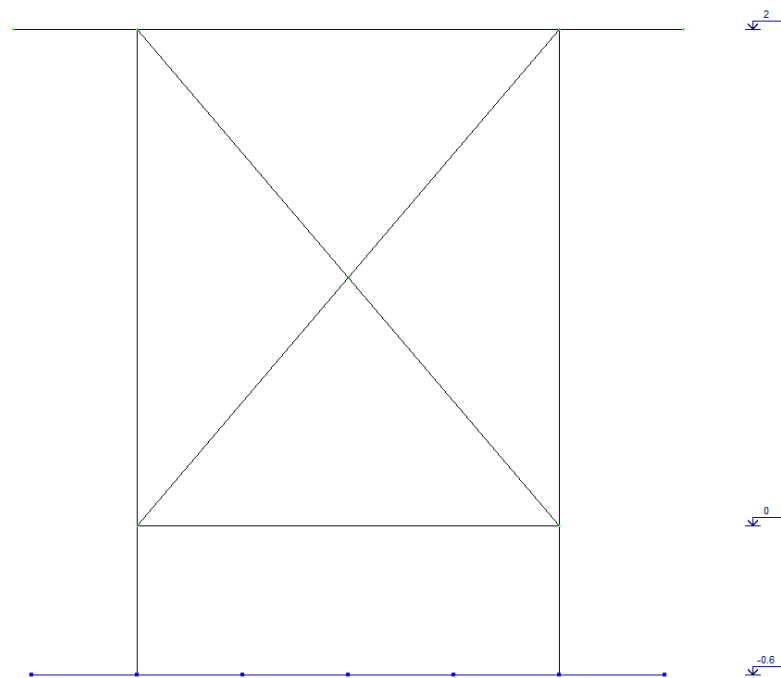


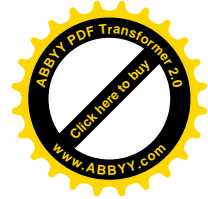
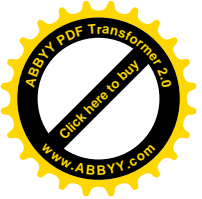


Вид сбоку

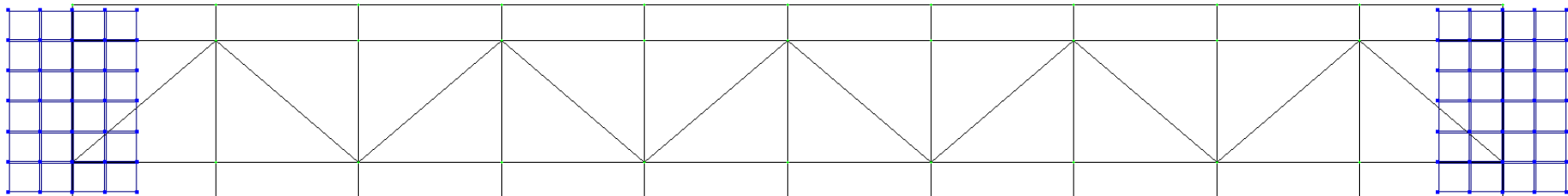


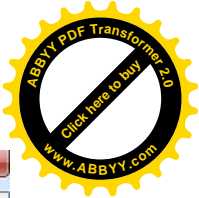
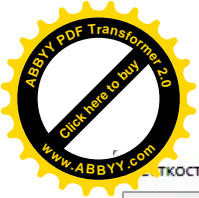
Вид спереди





Вид сверху





Жесткости элементов

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

11. Уголок параллельно полкам 8С

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент Швеллер с уклоном внутренних граней полок

Файл сортамента (*.srt) SHV.SRT

1. Коробка из швеллеров 10

Профиль 10

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Швеллер с уклоном внутренних граней полок
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8240 - 72
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 22

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: НП Цвет:

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент Швеллер с уклоном внутренних граней полок

Файл сортамента (*.srt) SHV.SRT

2. Коробка из швеллеров 10

Профиль 10

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Швеллер с уклоном внутренних граней полок
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8240 - 72
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 22

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: ВП Цвет:

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

3. Уголок параллельно полкам 80 :

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент Уголок равнополочный

Файл сортамента (*.srt) UG.SRT

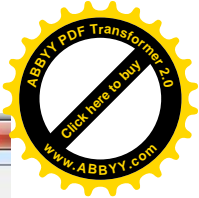
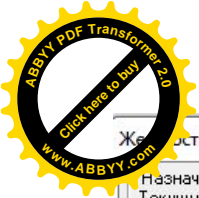
3. Уголок параллельно полкам 80 x 80 x

Профиль 80 x 80 x 10

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 118

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: Стойки Цвет:



Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

4. Уголок параллельно полкам 100

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент Уголок равнополочный

Файл сортамента (*.srt) UG.SRT

Профиль 100 x 100 x 10

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 118

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: Раскосы Цвет:

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

5. Уголок параллельно полкам 80 :

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент Уголок равнополочный, Сокращенный сортамент

Файл сортамента (*.srt) UG503_S.SRT

Профиль 80 x 80 x 8

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 84

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: ГС Цвет:

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

6. Уголок параллельно полкам 100

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент Уголок равнополочный

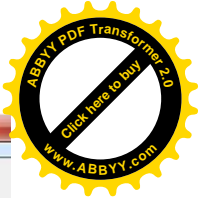
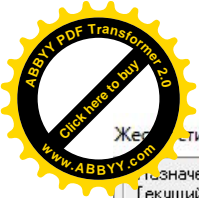
Файл сортамента (*.srt) UG.SRT

Профиль 100 x 100 x 10

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 118

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: Поперечные балки Цвет:



Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

7. Уголок параллельно полкам 80:

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент

Уголок равнополочный, Сокращенный сортамент

Файл сортамента (*.st) UG503_S.SRT

Профиль 80 x 80 x 8

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 84

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: Консоль Цвет:

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

8. Уголок параллельно полкам 100:

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент

Уголок равнополочный

Файл сортамента (*.st) UG.SRT

Профиль 100 x 100 x 10

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 118

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: Продольные балки Цвет:

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

9. КЗ 10 численное (ЖЗ)

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Установить как текущий тип

Просмотр >> Изменить >>

Копирование Удалить

Добавить >>

Численное описание для КЗ 10

EF	1e+010	z
Ely	1e+010	z+y ²
Elz	1e+010	z+y ²
Glx	1e+010	z+y ²
Y1	0	см
Y2	0	см
Z1	0	см
Z2	0	см
Ru_Y	0	см
Ru_Z	0	см
q	0.0001	z/м

Учет

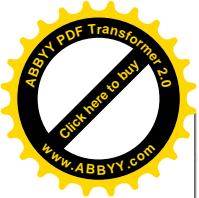
GF GFy 0 z

GFz 0 z

Комментарий ЖЗ

Цвет

✓ ✗ ?



Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

10. Пластина Н 100 (ФМ-1)

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЭ 10 численное (ЖЭ)
- 10. Пластина Н 100 (ФМ-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Задание жесткости для пластин

Учет ортотропии E2 0

E 2.35e+006 т/м² V21 0

V 0.2 G 0

H 100 см Ro 2.75 т/м³

Учет нелинейности

Тип КЭ

Плита, оболочка

Балка-стенка

Комментарий: ФМ-1

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

11. Уголок параллельно полкам 80

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЭ 10 численное (ЖЭ)
- 10. Пластина Н 100 (ФМ-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент

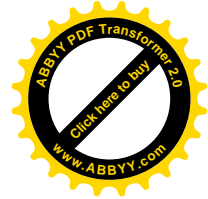
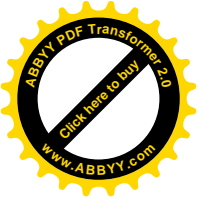
Уголок равнополочный, Сокращенный сортамент UG503_S.SRT

11. Уголок параллельно полкам 80 x 80 > Профиль 80 x 80 x 8

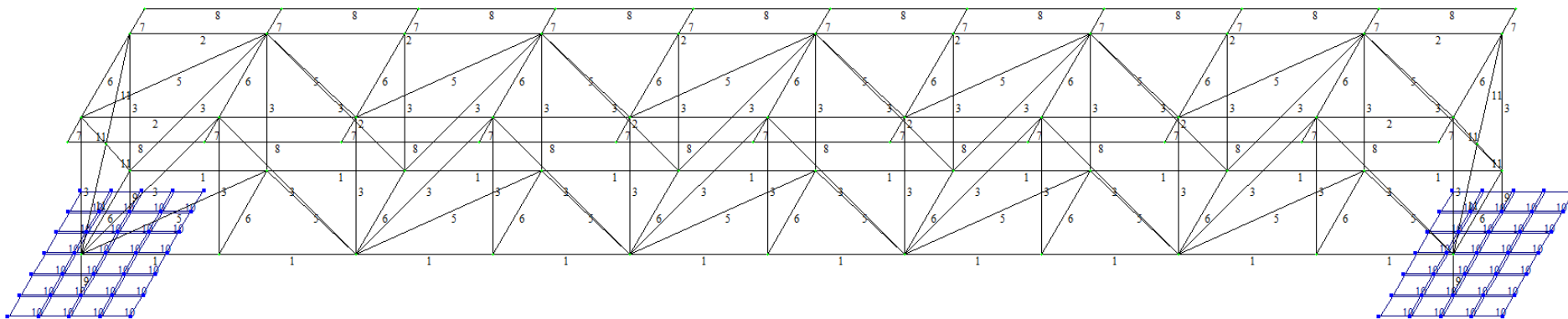
Описание

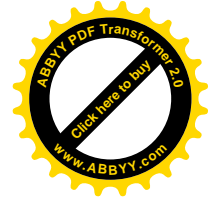
Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 84

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: ВС



Номера жёсткостей элементов





Сбор нагрузок

Вес пола

Ведомость расхода стали на пролетное строение

№ п.п	Наименование	Ед. изм.	Примечание
1	квадрат	кг	1264.90
2	Шв №12 ГОСТ 82-40-97	кг	1073.28
3	Тр 95х4 L=п.м. ГОСТ10704-91	кг	668.112
4	Тр121х4 L=п.м. ГОСТ10704-91	кг	858.58
5	Рифл. лист ГОСТ 8568-77	кг	5089.125
6	ГОСТ 19903-74* -150х20х200	кг	98.91
7	А-III-16 ГОСТ 5781-82*	кг	31.92
всего:		кг	9085

Нагрузки на верхний пояс фермы
 $9085/2/20/1000=0,228\text{т/м}^2$

Полезная нагрузка

Нормативную временную нагрузку для пешеходных мостов и тротуаров следует принимать в виде:

1) вертикальной равномерно распределенной нагрузки:

а) на пешеходные мосты—3,92 кПа (400 кгс/м²);

Нагрузки на поперечные балки

На крайнюю балку $2/2*400/1000=0,4\text{т/м}^2$

На среднюю балку $2*400/1000=0,8\text{т/м}^2$

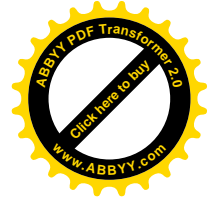
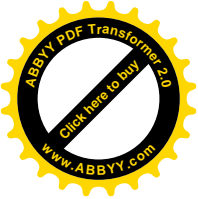
Снеговая нагрузка

Кратковременная снеговая нагрузка (СНиП 2.01.07-85*) – 98 кг/м²

Нагрузки на поперечные балки

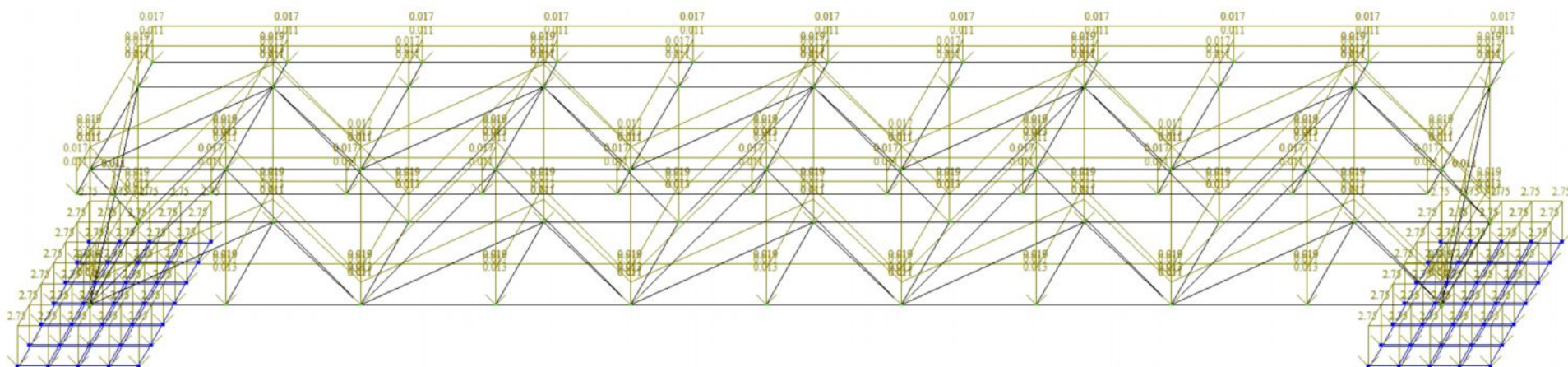
$2/2*98/1000=0,098\text{т/м}^2$

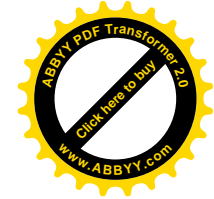
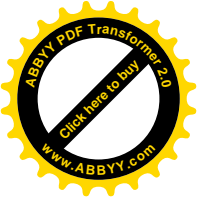
$2*98/1000=0,196\text{ т/м}^2$



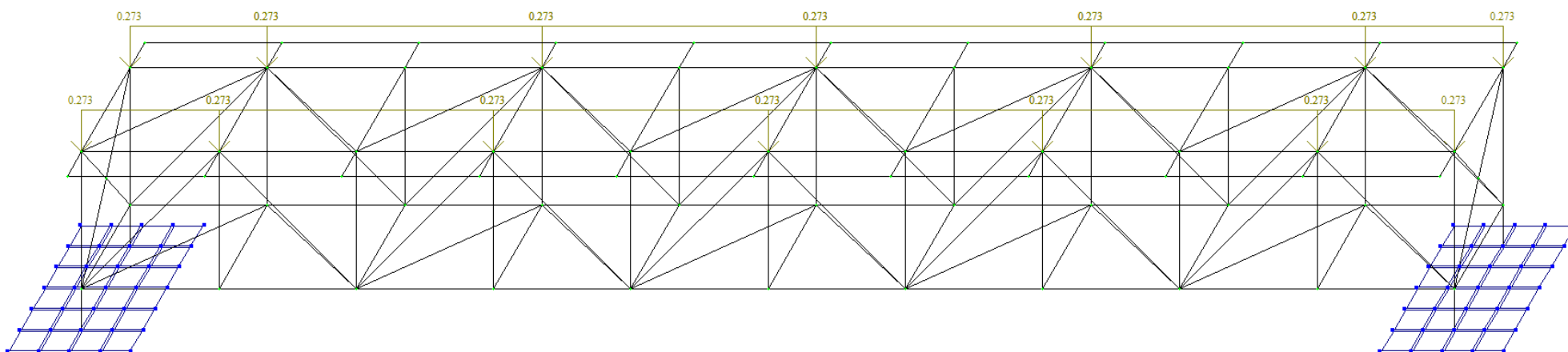
Схемы приложения нагрузок

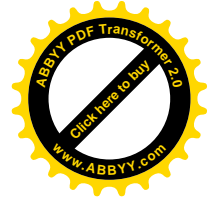
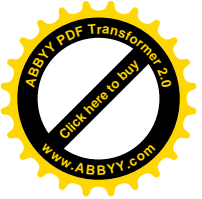
1. Собственный вес конструкций



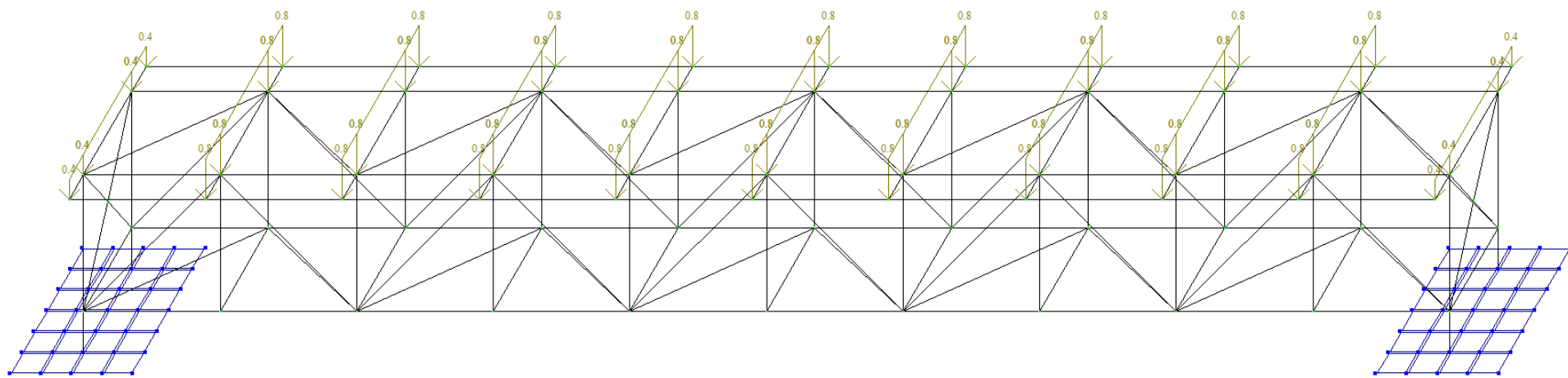


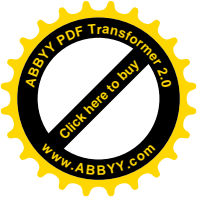
2.Вес пола



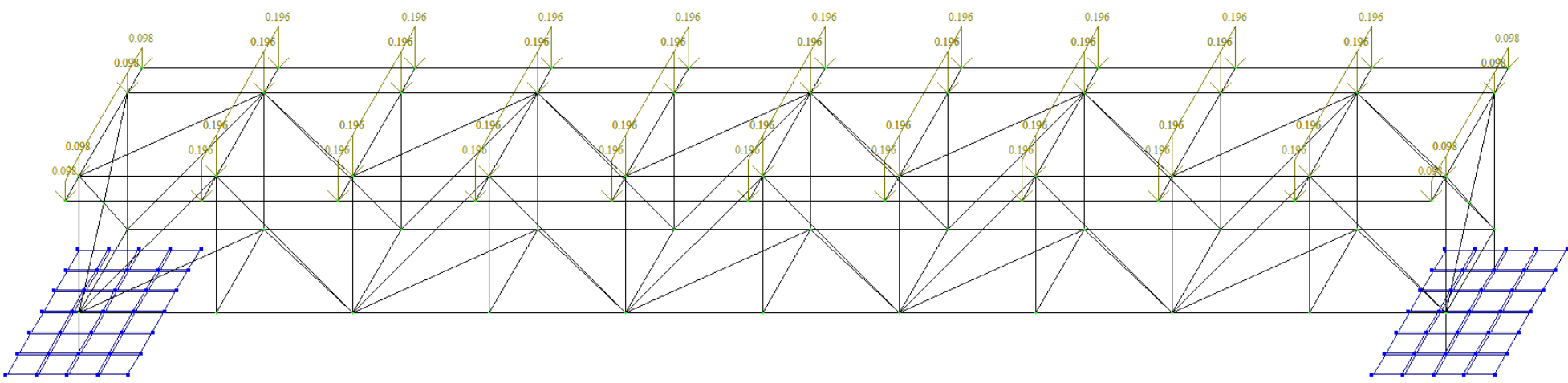


3. Полезная нагрузка





4. Снеговая нагрузка

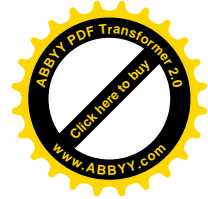
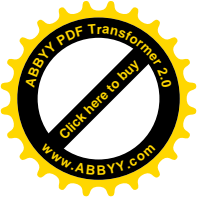




Частоты и формы колебаний

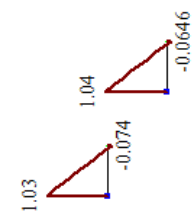
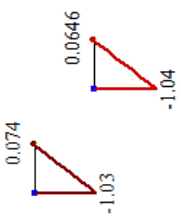
Частоты собственных колебаний

№ загруз	№ формы	Собст. значения	Частоты		Период (с)	Кэф.распред.	Мод.масса (%)	Сумма мод.масс (%)
			Круг.частота (рад/с)	Частота (Гц)				
5	1	0.040	24.784	3.944	0.254	0.000	0.000	0.000
5	2	0.030	32.925	5.240	0.191	0.000	0.000	0.000
5	3	0.019	52.754	8.396	0.119	-0.011	0.007	0.007
5	4	0.018	56.191	8.943	0.112	0.000	0.000	0.007
5	5	0.013	75.511	12.018	0.083	-0.437	12.396	12.402
5	6	0.012	85.187	13.558	0.074	0.000	0.000	12.402
5	7	0.011	95.207	15.153	0.066	-0.007	0.000	12.403
5	8	0.010	103.258	16.434	0.061	0.000	0.000	12.403
5	9	0.009	106.144	16.893	0.059	1.312	2.506	14.909
5	10	0.009	110.181	17.536	0.057	0.000	0.000	14.909
5	11	0.009	113.866	18.122	0.055	-1.954	75.174	90.083
5	12	0.009	116.843	18.596	0.054	-0.693	0.526	90.609
5	13	0.008	118.527	18.864	0.053	-0.441	1.947	92.555
5	14	0.008	122.893	19.559	0.051	0.000	0.000	92.555
5	15	0.008	126.999	20.212	0.049	0.000	0.000	92.555
6	43	0.005	190.576	30.331	0.033	0.287	0.026	95.988
6	44	0.005	191.412	30.464	0.033	-0.855	0.593	96.582
6	45	0.005	192.784	30.683	0.033	0.000	0.000	96.582
6	46	0.005	194.931	31.024	0.032	0.039	0.006	96.588
6	47	0.005	200.561	31.920	0.031	0.000	0.000	96.588
6	48	0.005	202.053	32.158	0.031	0.025	0.002	96.590
6	49	0.005	206.148	32.810	0.030	0.000	0.000	96.590
6	50	0.005	207.504	33.025	0.030	0.000	0.000	96.590
7	1	0.040	24.784	3.944	0.254	0.046	0.058	0.058
7	2	0.030	32.925	5.240	0.191	1.294	44.853	44.911
7	3	0.019	52.754	8.396	0.119	0.000	0.000	44.911
7	4	0.018	56.191	8.943	0.112	0.013	0.002	44.913
7	5	0.013	75.511	12.018	0.083	0.000	0.000	44.913
7	6	0.012	85.187	13.558	0.074	0.027	0.021	44.934
7	7	0.011	95.207	15.153	0.066	0.000	0.000	44.934
7	39	0.005	184.989	29.442	0.034	0.000	0.000	93.995
7	40	0.005	185.422	29.511	0.034	0.228	0.120	94.115
7	41	0.005	188.827	30.053	0.033	0.000	0.000	94.115
7	42	0.005	190.373	30.299	0.033	0.000	0.000	94.115
7	43	0.005	190.576	30.331	0.033	-0.381	0.026	94.140
7	44	0.005	191.412	30.464	0.033	0.124	0.007	94.147
7	45	0.005	192.784	30.683	0.033	0.000	0.000	94.147
7	46	0.005	194.931	31.024	0.032	-0.153	0.052	94.199
7	47	0.005	200.561	31.920	0.031	0.000	0.000	94.199
7	48	0.005	202.053	32.158	0.031	-0.475	0.398	94.597
7	49	0.005	206.148	32.810	0.030	0.000	0.000	94.597
7	50	0.005	207.504	33.025	0.030	0.000	0.000	94.597

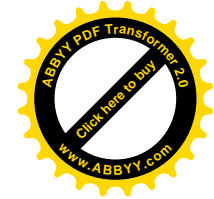
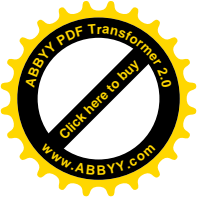


Усилия в опорах моста Му

Загружение 1 Собственный вес
Эпора Му
Единицы измерения - т*м

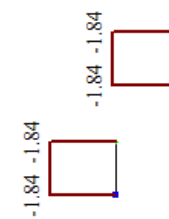
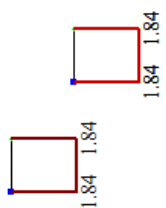


Минимальное усилие -1.04053
Максимальное усилие 1.04053

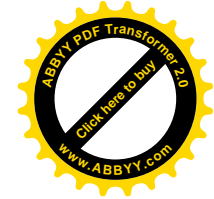
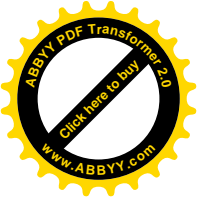


Усилия в опорах моста Qz

Загрузка 1 Собственный вес
Эпора Qz
Единицы измерения - т

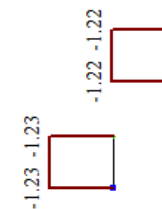
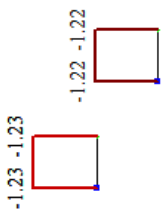


Минимальное усилие -1.84192
Максимальное усилие 1.84192



Усилия в опорах моста N

Загрузка 1 Собственный вес
Опора N
Единицы измерения - т



Минимальное усилие -1.22686

№	Усилия в опорах моста (жесткая опора)
1	$M=1,04\text{тм}$
2	$Q=1,84\text{ т}$
3	$N=-1,23\text{ т}$

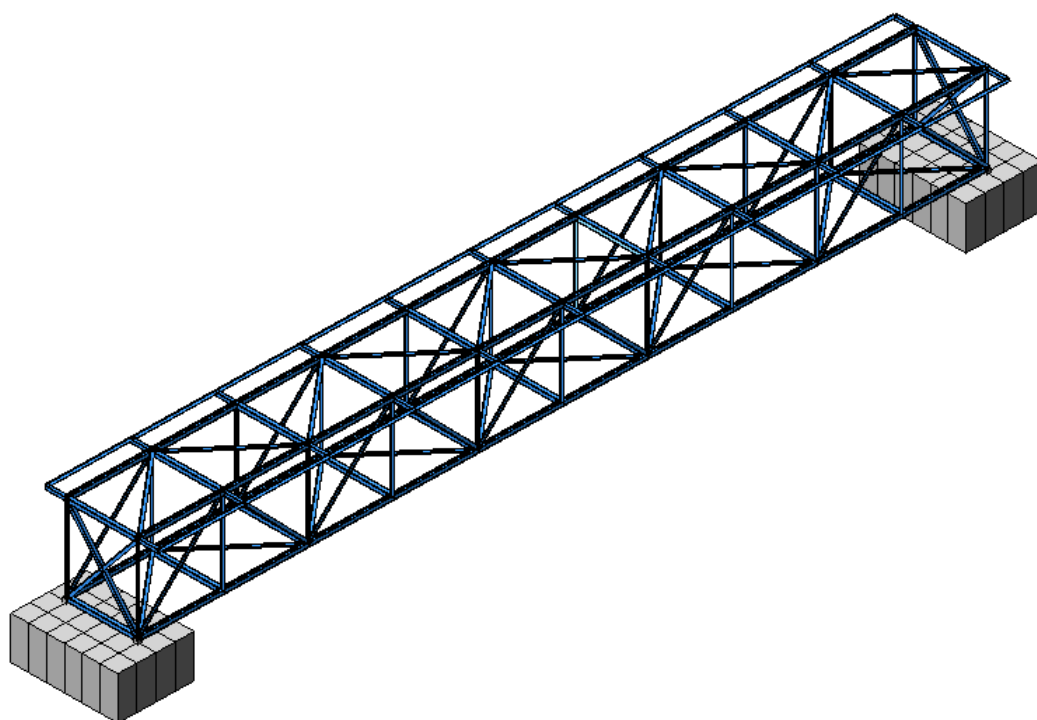


ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ

ОТЧЁТ

Расчет пространственной системы на статические и сейсмические воздействия.
Лира 9.6 R9

Проект пешеходного моста через реку Коргонсай в ПГТ Кок-Жангак Жалал-Абадской области



Расчет выполнили:

К.т.н., доцент

Инженер-мостовик
Сертификат ПР-4.2 №020595

Айдаралиев А.Е.

Курманбек уулу Н.

г. Бишкек 2018



Содержание

№№	Наименование раздела	Стр.
1	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА. Общие данные.	3
2	Исходные данные для расчёта конструкций здания	3
3	Формирование динамических нагрузок	4
4	Коэффициенты РСУ	5
5	3-D модель и конечно-элементная модель здания	7
6	Жесткости элементов	14
7	Номера назначенных типов жесткостей	19
8	Сбор нагрузок на 1 м ² перекрытия и покрытия	29
9	Схема приложения нагрузок	33
10	Частоты собственных колебаний	38
11	Армирование плиты перекрытия	39
12	Армирование фундаментной плиты	41
13	Проверка металлических конструкций каркаса балки-ригели и колонны по предельным состояниям	43
14	Подобранные жесткости и характеристики стальных элементов прогонов и связей	46



ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

Общие данные

Объект строительства – моста через реку Коргонсай в ПГТ Кок-Жангак

Район строительства – Жалал-Абадской области.

Сейсмичность района строительства – 9 баллов.

Категория грунта по сейсмическим свойствам – II.

Район и участок строительства характеризуется следующими природными условиями:

- зона влажности – сухая;
- нормативное значение ветрового давления – 25 м/с (38 кг/м²);
- вес снегового покрова – 70 кг/м²;

Здание прямоугольной формы в плане размерами 9,3×47,7м, высота здания 5.3м;

Каркас основной: металлический

Фундаменты железобетонные;

Класс бетона конструкций – В25

Исходные данные для расчёта несущих конструкций здания

Расчёт здания выполнен по программе Лира 9.6 с использованием трёхмерной (пространственной) расчётной модели.

В расчёте использовано 8 загрузений:

- 1- постоянная- собственный вес;
- 2- постоянная – вес пола
- 3- полезная нагрузка -400 кг/м²;
- 4- кратковременная снеговая -70 кг/м²;
- 5 – сейсмическая в направлении «X»;
- 6 – сейсмическая в направлении «Y»;
- 7 – сейсмическая в направлении «Z»;

Сейсмическое воздействие задано 3-мя составляющими по 50, 50 и 50 форм собственных колебаний по направлениям X, Y и Z соответственно.

Расчёт конструкций здания выполнен на основные и особые сочетания нагрузок с учётом сейсмических воздействий со следующими параметрами:

- сейсмичность площадки строительства – 9 баллов;
- категория грунта – II;
- $K_1 = 1,0$. Табл. 5.3. СНиП КР 20-02: 2009 (коэффициент, учитывающий степень ответственности зданий и сооружений);
- $K_2 = 0,25$. Табл. 5.4. СНиП КР 20-02: 2009 (коэффициент, учитывающий различные типы и особенности конструктивных решений зданий и сооружений);
- $K_3 = 1,00$ (коэффициент, учитывающий высоту зданий и сооружений, $1 \leq K_3 \leq 2$);
- $K_\psi = 1,0$. Табл. 5.5. СНиП КР 20-02: 2009 (коэффициент, учитывающий здания и сооружения к рассеиванию энергии);



Формирование динамических нагрузок.

Формирование динамических нагрузок из стат...

Сформировать матрицу масс на основании:

- загрузки (код 1)

- плотности элементов (код 2)

№ динамического нагружения:

№ соответствующего статического нагружения:

Козф. преобразования:

Сводная таблица:

№ дин. з...	№ стат. ...	Козф.	Код
5	2	0.9	1
5	3	0.5	1
5	4	0.5	1
6		0.9	2
6	2	0.9	1
6	3	0.5	1
6	4	0.5	1
7		0.9	2

Добавить Удалить Изменить

✔ ✘ ?

Формирование динамических нагрузок из стат...

Сформировать матрицу масс на основании:

- загрузки (код 1)

- плотности элементов (код 2)

№ динамического нагружения:

№ соответствующего статического нагружения:

Козф. преобразования:

Сводная таблица:

№ дин. з...	№ стат. ...	Козф.	Код
6	2	0.9	1
6	3	0.5	1
6	4	0.5	1
7		0.9	2
7	2	0.9	1
7	3	0.5	1
7	4	0.5	1

Добавить Удалить Изменить

✔ ✘ ?

Задание характеристик для расчета на динамические воздействия

N строки характеристик:

N загрузки:

Наименование воздействия: Сейсмическое (СНиП РК 2.03-30-2006) · (43)

Количество учитываемых форм колебаний:

N соответствующего статического нагружения:

Матрица масс: Диагональная Согласованная

Сводная таблица для расчета на динамические воздействия

#	Параметры загрузки	Параметры динамического воздействия
1	43 50 0 1 0	0.80 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 1.0000 0.0000
2	43 50 0 1 0	0.80 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 0.0000 1.0000
3	43 50 0 1 0	0.88 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 0.0000 0.0000
4		

Сейсмическое воздействие (Казахстан, СНиП РК 2.03-30-2006)

Поправочный коэф. для сейсмических сил:

Сейсмичность района в баллах: S = 9

Категория грунта (СНиП РК 2.03-30-2006): I

Козфициенты из таблиц СНиП РК 2.03-30-2006

Козф. ответственности сооружения (таблица 5.2):

Козф. конструктивных решений (табл. 5.3, 5.4):

Козф. высотности сооружения (формула 5.3):

Козф. рассеивания энергии (таблица 5.7):

Козф. грунтовых условий (таблица 5.6):

Направляющие косинусы равнодействующей сейсм. воздейств. в ОСК:

CX: CY: CZ: CX*CX + CY*CY + CZ*CZ

Задание характеристик для расчета на динамические воздействия

N строки характеристик:

N загрузки:

Наименование воздействия: Сейсмическое (СНиП РК 2.03-30-2006) · (43)

Количество учитываемых форм колебаний:

N соответствующего статического нагружения:

Матрица масс: Диагональная Согласованная

Сводная таблица для расчета на динамические воздействия

#	Параметры загрузки	Параметры динамического воздействия
1	43 50 0 1 0	0.80 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 1.0000 0.0000
2	43 50 0 1 0	0.80 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 0.0000 1.0000
3	43 50 0 1 0	0.88 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 0.0000 0.0000
4		

Сейсмическое воздействие (Казахстан, СНиП РК 2.03-30-2006)

Поправочный коэф. для сейсмических сил:

Сейсмичность района в баллах: S = 9

Категория грунта (СНиП РК 2.03-30-2006): I

Козфициенты из таблиц СНиП РК 2.03-30-2006

Козф. ответственности сооружения (таблица 5.2):

Козф. конструктивных решений (табл. 5.3, 5.4):

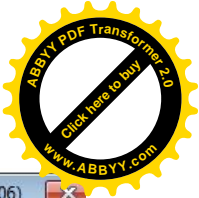
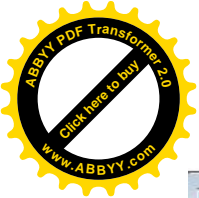
Козф. высотности сооружения (формула 5.3):

Козф. рассеивания энергии (таблица 5.7):

Козф. грунтовых условий (таблица 5.6):

Направляющие косинусы равнодействующей сейсм. воздейств. в ОСК:

CX: CY: CZ: CX*CX + CY*CY + CZ*CZ



Задание характеристик для расчета на динамические воздействия

N строки характеристик:

N загрузки:

Наименование воздействия: Сейсмическое (СНиП РК 2.03-30-2006) - (43)

Количество учитываемых форм колебаний:

N соответствующего статического нагружения:

Матрица масс: Диагональная Согласованная

Сводная таблица для расчета на динамические воздействия

#	Параметры загрузки	Параметры динамического воздействия
1	43 50 0 1 0	0.80 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 0.0000 0.0000
2	43 50 0 1 0	0.80 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 0.0000 1.0000
3	43 50 0 1 0	0.88 3 0.00 9 1 1.00 0.25 1.00 1.00 1.00 0.0000 0.0000
4		

Сейсмическое воздействие (Казахстан, СНиП РК 2.03-30-2006)

Поправочный коэф. для сейсмических сил:

Сейсмичность района в баллах: S = 9

Категория грунта (СНиП РК 2.03-30-2006): I

Кoeffициенты из таблиц СНиП РК 2.03-30-2006:

Козф. ответственности сооружения (таблица 5.2):

Козф. конструктивных решений (табл. 5.3, 5.4):

Козф. высоты сооружения (формула 5.3):

Козф. рассеивания энергии (таблица 5.7):

Козф. грунтовых условий (таблица 5.6):

Направляющие косинусы равнодействующей сейсм. воздейств. в ОСК:

X Y Z $CX^2 + CY^2 + CZ^2$

Примечание: Сейсмическое воздействие было посчитано по СН РК 2.03-30-2006 с соответствующим переводным коэффициентом 0.8 и .088 на СНиП КР 20-02: 2009.

Коэффициент РСУ

Расчетные сочетания усилий

Строительные нормы: СНиП 2.01.07-85

Кoeffициенты сочетания по степени влияния:

Номер загрузки: Загрузка 1 Собственный вес

Вид загрузки: Постоянное (0)

N группы объединяемых временных нагружений:

Учитывать знакопеременность:

N группы взаимоисключающих нагружений:

NN сопутствующих нагружений:

Кoeffициент надежности:

Доля длительности:

Ограничения для кранов и тормозов:

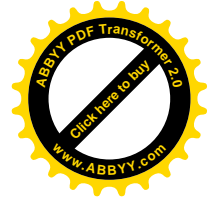
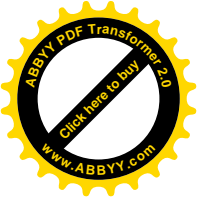
Кран: Тормоз:

Кoeffициенты для РСУ

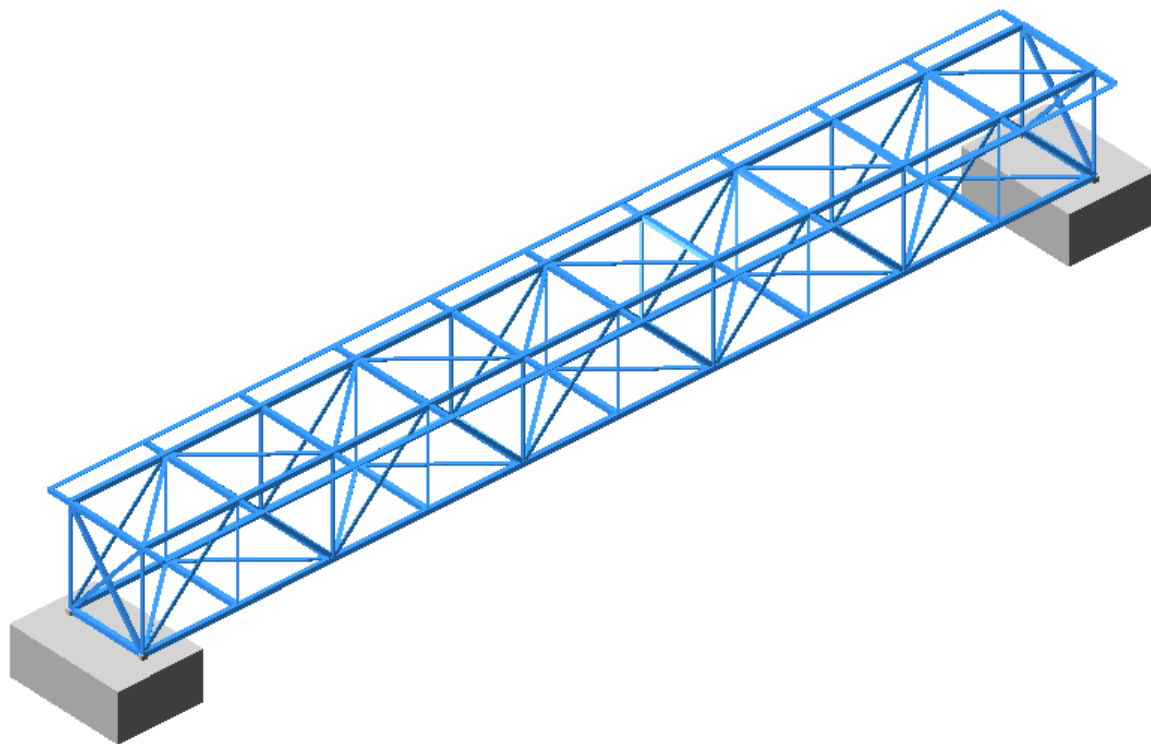
#	1 основ.	2 основ.	Особ. (С)	Особ. (б.С)	5 с
1	1.00	1.00	0.90	1.00	
2	1.00	1.00	0.90	1.00	
3	1.00	0.90	0.50	0.80	
4	1.00	0.90	0.50	0.80	
5	0.00	0.00	1.00	0.00	
6	0.00	0.00	1.00	0.00	
7	0.00	0.00	1.00	0.00	

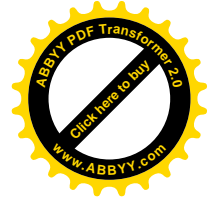
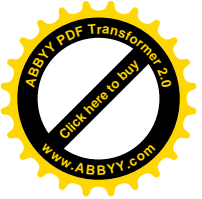
Сводная таблица для вычисления РСУ:

№.	Имя загрузки...	Параметры РСУ	Кoeffициенты РСУ
1	Загрузка ...	0 0 0 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
2	Загрузка ...	0 0 0 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
3	Загрузка ...	2 0 0 0 0 0 1.20 0.35	1.00 0.90 0.50 0.80
4	Загрузка ...	2 0 0 0 0 0 1.40 0.35	1.00 0.90 0.50 0.80
5	Загрузка 5	5 0 1 1 0 0 1.00 0.00	0.00 0.00 1.00
6	Загрузка 6	5 0 1 1 0 0 1.00 0.00	0.00 0.00 1.00
7	Загрузка 7	5 0 1 0 0 0 1.00 0.00	0.00 0.00 1.00

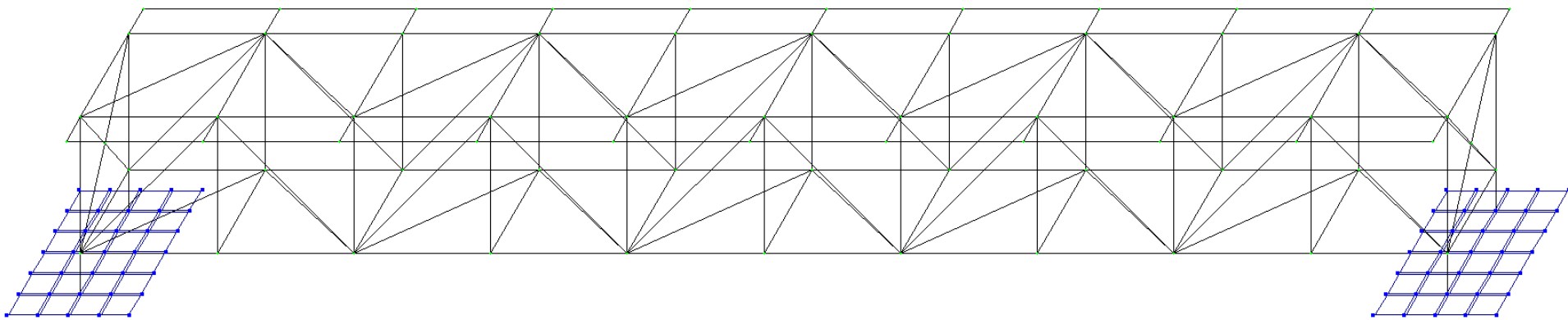


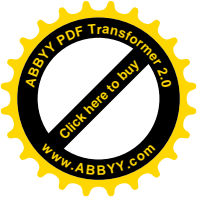
3-D модель здания



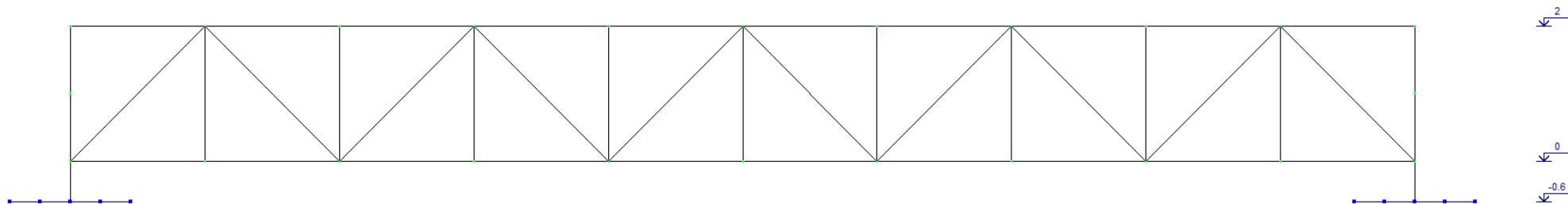


**Конечно-элементная модель
Общий вид**

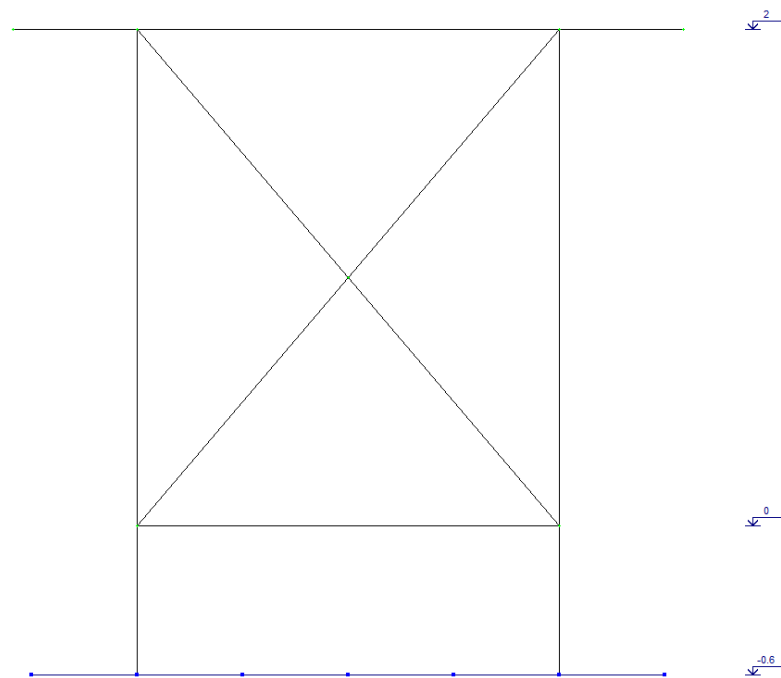


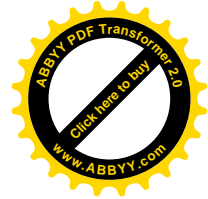


Вид сбоку

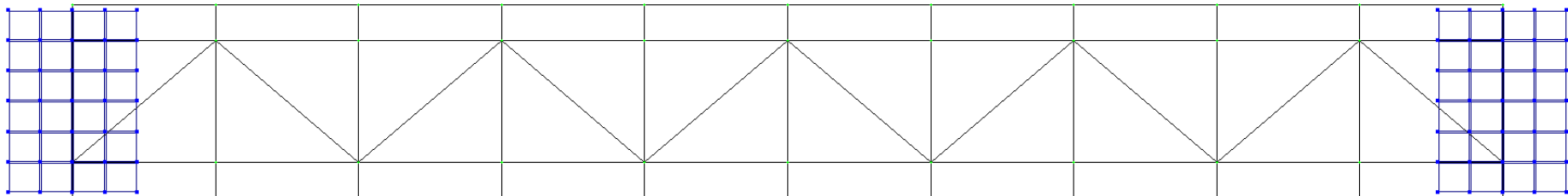


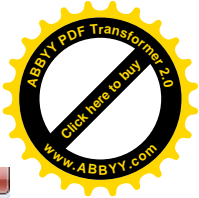
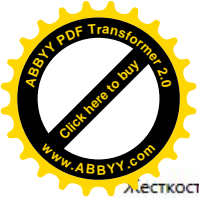
Вид спереди





Вид сверху





Жесткости элементов

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

11. Уголок параллельно полкам 80

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЭ 10 численное (ЖЭ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент Швеллер с уклоном внутренних граней полок

Файл сортамента (*.srt) SHV.SRT

1. Коробка из швеллеров 10

Профиль 10

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Швеллер с уклоном внутренних граней полок
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8240 - 72
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 22

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: НП Цвет:

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЭ 10 численное (ЖЭ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент Швеллер с уклоном внутренних граней полок

Файл сортамента (*.srt) SHV.SRT

2. Коробка из швеллеров 10

Профиль 10

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Швеллер с уклоном внутренних граней полок
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8240 - 72
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 22

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: ВП Цвет:

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

3. Уголок параллельно полкам 80 x 80

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЭ 10 численное (ЖЭ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент Уголок равнополочный

Файл сортамента (*.srt) UG.SRT

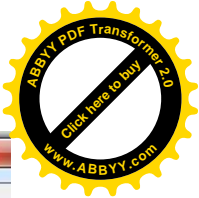
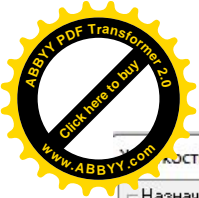
3. Уголок параллельно полкам 80 x 80 x

Профиль 80 x 80 x 10

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 118

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: Стойки Цвет:



Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

4. Уголок параллельно полкам 100

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент

Уголок равнополочный

Файл сортамента (*.srt) UG.SRT

Профиль 100 x 100 x 10

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 118

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: Раскосы Цвет:

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

5. Уголок параллельно полкам 80 :

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент

Уголок равнополочный, Сокращенный сортамент

Файл сортамента (*.srt) UG503_S.SRT

Профиль 80 x 80 x 8

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 84

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: ГС Цвет:

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

6. Уголок параллельно полкам 100

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (Фм-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент

Уголок равнополочный

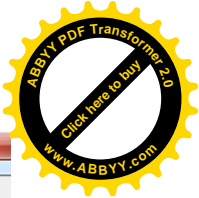
Файл сортамента (*.srt) UG.SRT

Профиль 100 x 100 x 10

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 118

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: Поперечные балки Цвет:



Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

7. Уголок параллельно полкам 80 :

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (ФМ-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент

Уголок равнополочный, Сокращенный сортамент

Файл сортамента (*.srt) UG503_S.SRT

Профиль 80 x 80 x 8

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 84

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: Консоль Цвет:

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

8. Уголок параллельно полкам 100 :

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (ФМ-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент

Уголок равнополочный

Файл сортамента (*.srt) UG.SRT

Профиль 100 x 100 x 10

Описание

Сведения о профилях в файле
Аннотация: Уголок равнополочный
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86
Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь
Количество профилей в файле: 118

Поворот Сечение... Стыковка >> Комментарий: Продольные балки Цвет:

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

9. КЗ 10 численное (ЖЗ)

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЗ 10 численное (ЖЗ)
- 10. Пластина Н 100 (ФМ-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Установить как текущий тип

Просмотр >> Изменить >>

Копирование Удалить

Добавить >>

Численное описание для КЗ 10

EF	1e+010	т
Ely	1e+010	т*х ²
Elz	1e+010	т*х ²
Glx	1e+010	т*х ²
Y1	0	см
Y2	0	см
Z1	0	см
Z2	0	см
Ru_Y	0	см
Ru_Z	0	см
q	0.0001	т/м

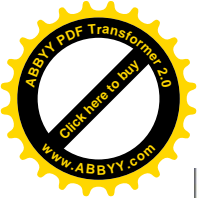
Учет

GF GFy 0 т

GFz 0 т

Комментарий ЖЗ

Цвет



Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

10. Пластина Н 100 (ФМ-1)

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЭ 10 численное (ЖЭ)
- 10. Пластина Н 100 (ФМ-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Задание жесткости для пластин

Учет ортотропии E2 0

E 2.35e+006 т/м² V21 0

V 0.2 G 0

H 100 см Ro 2.75 т/м³

Учет нелинейности

Тип КЭ

Плита, оболочка

Балка-стенка

Учет нелинейности

Комментарий ФМ-1

Жесткости элементов

Назначение элементам схемы
Текущий тип жесткости

11. Уголок параллельно полкам 80

Отметить Назначить Снять

Список типов жесткостей

- 1. Коробка из швеллеров 10 (НП)
- 2. Коробка из швеллеров 10 (ВП)
- 3. Уголок параллельно полкам 80 x
- 4. Уголок параллельно полкам 100
- 5. Уголок параллельно полкам 80 x
- 6. Уголок параллельно полкам 100
- 7. Уголок параллельно полкам 80 x
- 8. Уголок параллельно полкам 100
- 9. КЭ 10 численное (ЖЭ)
- 10. Пластина Н 100 (ФМ-1)
- 11. Уголок параллельно полкам 80

Стальное сечение

Состав Жесткость

Сортамент

Уголок равнополочный, Сокращенный сортамент UG503_S.SRT

11. Уголок параллельно полкам 80 x 80 > Профиль 80 x 80 x 8

Описание

Сведения о профилях в файле

Аннотация: Уголок равнополочный

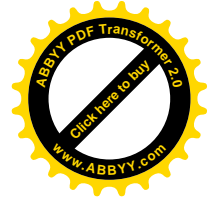
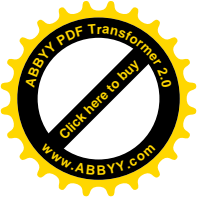
Профили соответствуют нормам: ГОСТ 8509 - 86

Сортировка профилей по возрастанию параметра: А, площадь

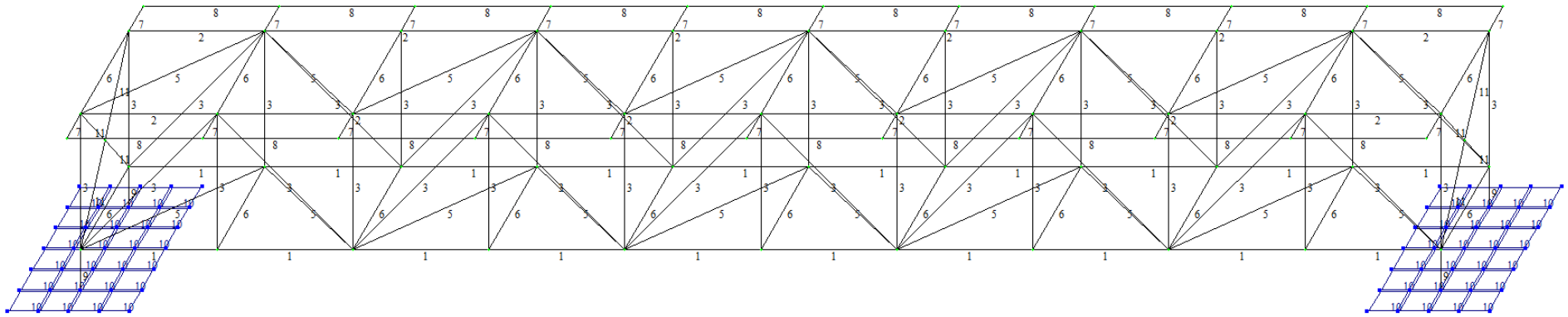
Количество профилей в файле: 84

Поворот Сечение... Стыковка >>

Комментарий: BC



Номера жёсткостей элементов





Сбор нагрузок

Вес пола

Ведомость расхода стали на пролетное строение

№ п.п	Наименование	Ед. изм.	Примечание
1	квадрат	кг	1264.90
2	Шв №12 ГОСТ 82-40-97	кг	1073.28
3	Тр 95х4 L=п.м. ГОСТ10704-91	кг	668.112
4	Тр 121х4 L=п.м. ГОСТ10704-91	кг	858.58
5	Рифл. лист ГОСТ 8568-77	кг	5089.125
6	ГОСТ 19903-74* -150х20х200	кг	98.91
7	A-III-16 ГОСТ 5781-82*	кг	31.92
всего:		кг	9085

Нагрузки на верхний пояс фермы
 $9085/2/20/1000=0,228\text{т/м}^2$

Полезная нагрузка

Нормативную временную нагрузку для пешеходных мостов и тротуаров следует принимать в виде:

1) вертикальной равномерно распределенной нагрузки:

а) на пешеходные мосты—3,92 кПа (400 кгс/м²);

Нагрузки на поперечные балки

На крайнюю балку $2/2*400/1000=0,4\text{т/м}^2$

На среднюю балку $2*400/1000=0,8\text{т/м}^2$

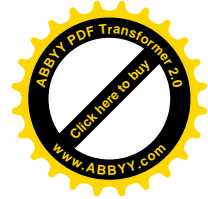
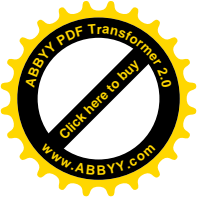
Снеговая нагрузка

Кратковременная снеговая нагрузка (СНиП 2.01.07-85*) – 98 кг/м²

Нагрузки на поперечные балки

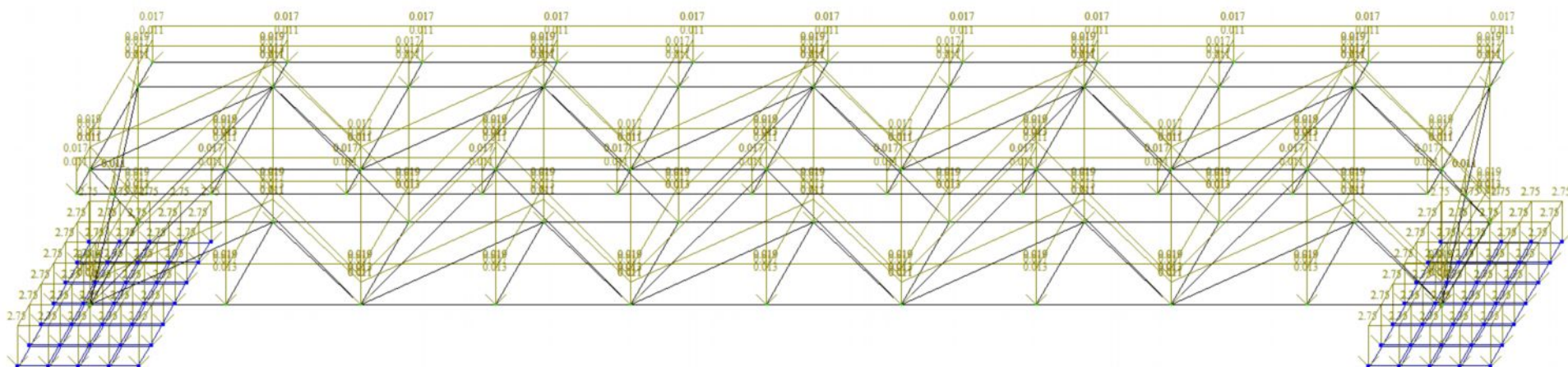
$2/2*98/1000=0,098\text{т/м}^2$

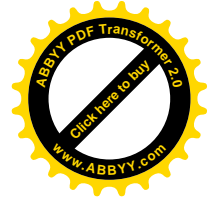
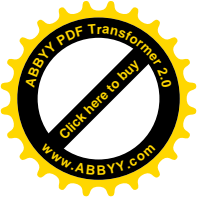
$2*98/1000=0,196\text{т/м}^2$



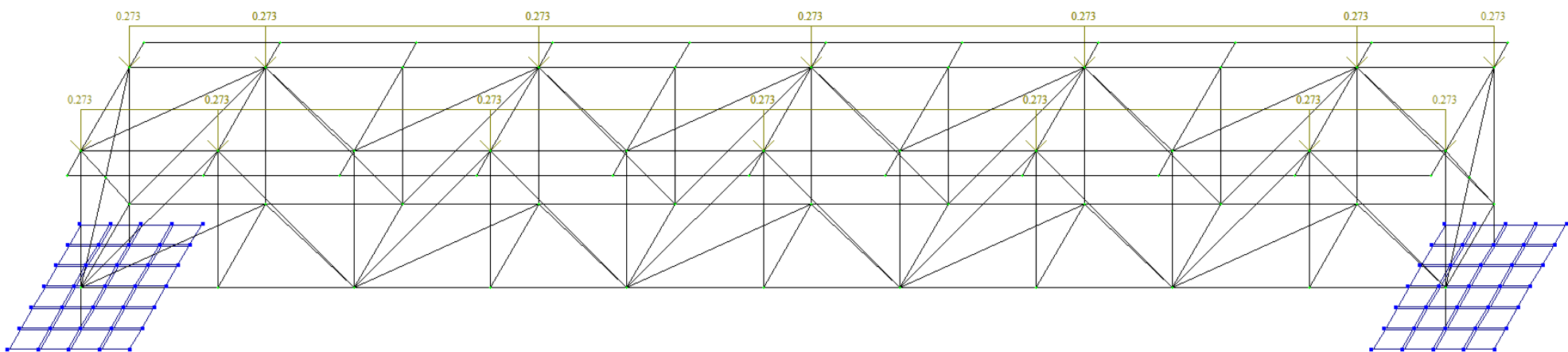
Схемы приложения нагрузок

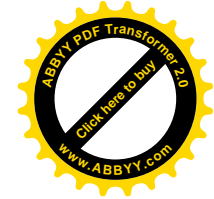
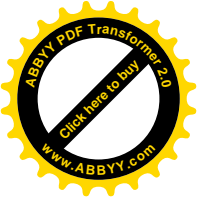
1. Собственный вес конструкций



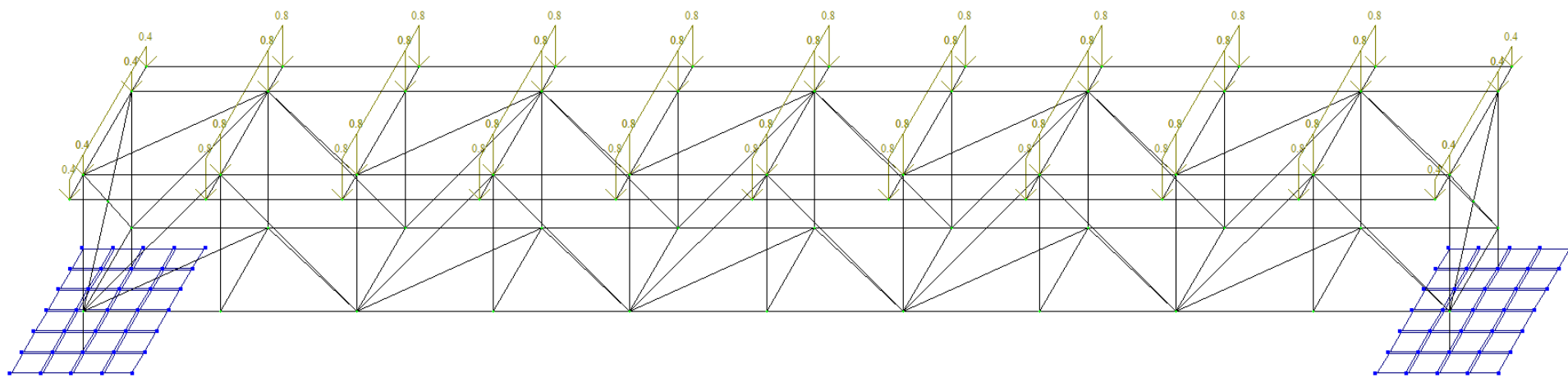


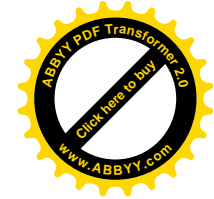
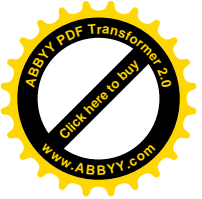
2.Вес пола



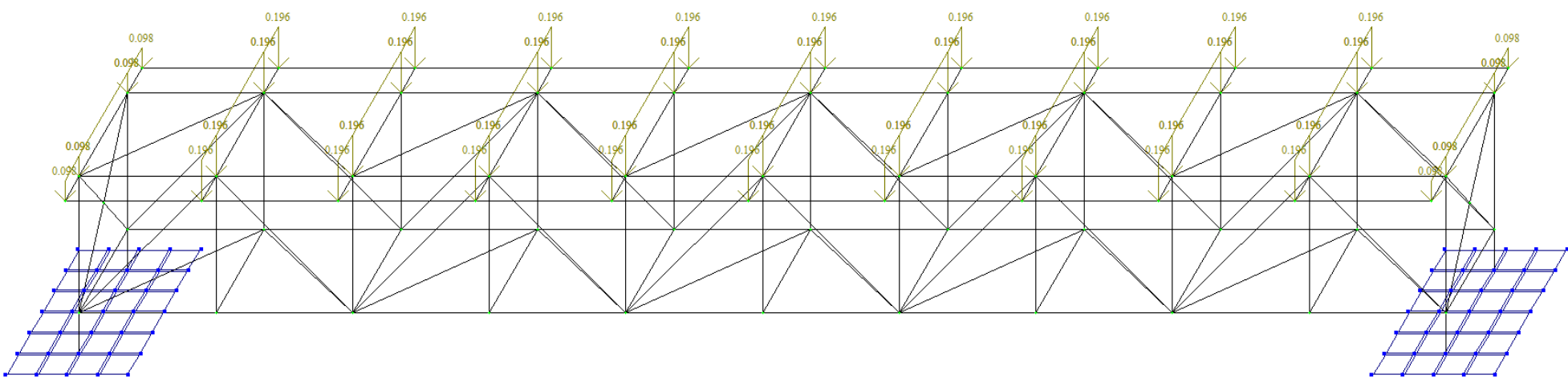


3. Полезная нагрузка





4. Снеговая нагрузка

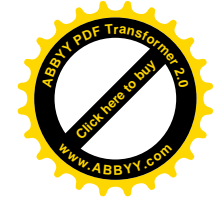




Частоты и формы колебаний

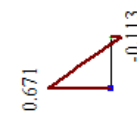
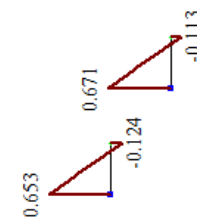
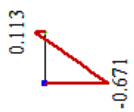
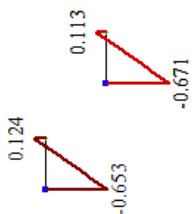
Частоты собственных колебаний

№ загруз	№ формы	Собст. значения	Частоты		Период (с)	Кэф.распред.	Мод.масса (%)	Сумма мод.масс (%)
			Круг.частота (рад/с)	Частота (Гц)				
5	1	0.040	24.784	3.944	0.254	0.000	0.000	0.000
5	2	0.030	32.925	5.240	0.191	0.000	0.000	0.000
5	3	0.019	52.754	8.396	0.119	-0.011	0.007	0.007
5	4	0.018	56.191	8.943	0.112	0.000	0.000	0.007
5	5	0.013	75.511	12.018	0.083	-0.437	12.396	12.402
5	6	0.012	85.187	13.558	0.074	0.000	0.000	12.402
5	7	0.011	95.207	15.153	0.066	-0.007	0.000	12.403
5	8	0.010	103.258	16.434	0.061	0.000	0.000	12.403
5	9	0.009	106.144	16.893	0.059	1.312	2.506	14.909
5	10	0.009	110.181	17.536	0.057	0.000	0.000	14.909
5	11	0.009	113.866	18.122	0.055	-1.954	75.174	90.083
5	12	0.009	116.843	18.596	0.054	-0.693	0.526	90.609
5	13	0.008	118.527	18.864	0.053	-0.441	1.947	92.555
5	14	0.008	122.893	19.559	0.051	0.000	0.000	92.555
5	15	0.008	126.999	20.212	0.049	0.000	0.000	92.555
6	43	0.005	190.576	30.331	0.033	0.287	0.026	95.988
6	44	0.005	191.412	30.464	0.033	-0.855	0.593	96.582
6	45	0.005	192.784	30.683	0.033	0.000	0.000	96.582
6	46	0.005	194.931	31.024	0.032	0.039	0.006	96.588
6	47	0.005	200.561	31.920	0.031	0.000	0.000	96.588
6	48	0.005	202.053	32.158	0.031	0.025	0.002	96.590
6	49	0.005	206.148	32.810	0.030	0.000	0.000	96.590
6	50	0.005	207.504	33.025	0.030	0.000	0.000	96.590
7	1	0.040	24.784	3.944	0.254	0.046	0.058	0.058
7	2	0.030	32.925	5.240	0.191	1.294	44.853	44.911
7	3	0.019	52.754	8.396	0.119	0.000	0.000	44.911
7	4	0.018	56.191	8.943	0.112	0.013	0.002	44.913
7	5	0.013	75.511	12.018	0.083	0.000	0.000	44.913
7	6	0.012	85.187	13.558	0.074	0.027	0.021	44.934
7	7	0.011	95.207	15.153	0.066	0.000	0.000	44.934
7	39	0.005	184.989	29.442	0.034	0.000	0.000	93.995
7	40	0.005	185.422	29.511	0.034	0.228	0.120	94.115
7	41	0.005	188.827	30.053	0.033	0.000	0.000	94.115
7	42	0.005	190.373	30.299	0.033	0.000	0.000	94.115
7	43	0.005	190.576	30.331	0.033	-0.381	0.026	94.140
7	44	0.005	191.412	30.464	0.033	0.124	0.007	94.147
7	45	0.005	192.784	30.683	0.033	0.000	0.000	94.147
7	46	0.005	194.931	31.024	0.032	-0.153	0.052	94.199
7	47	0.005	200.561	31.920	0.031	0.000	0.000	94.199
7	48	0.005	202.053	32.158	0.031	-0.475	0.398	94.597
7	49	0.005	206.148	32.810	0.030	0.000	0.000	94.597
7	50	0.005	207.504	33.025	0.030	0.000	0.000	94.597

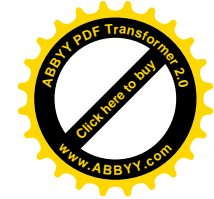
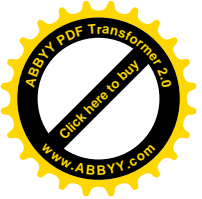


Усилия в опорах моста Му

Загрузка 1 Собственный вес
Эпора Му
Единицы измерения - т*м

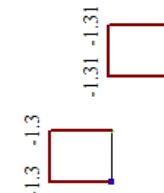
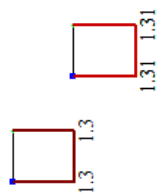


Минимальное усилие -0.670837
Максимальное усилие 0.670837

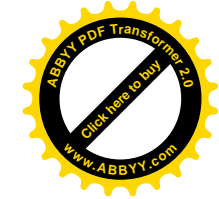
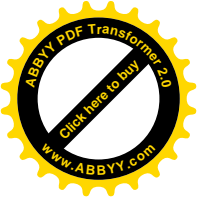


Усилия в опорах моста Qz

Загрузка 1 Собственный вес
Эпора Qz
Единицы измерения - т

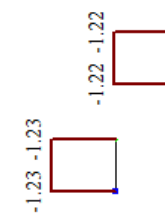
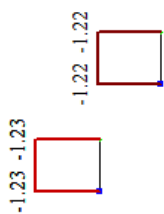


Z Y X
Минимальное усилие -1.30568
Максимальное усилие 1.30568



Усилия в опорах моста N

Загрузка 1 Собственный вес
Опора N
Единицы измерения - т



Минимальное усилие -1.22846

№	Усилия в опорах моста (гибкая опора)
1	$M=0,67$ тм
2	$Q=1,3$ т
3	$N=-1,22$ т



ЭФФЕКТИВНОСТЬ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЯ

2.1. Расчет годового экономического эффекта от применения предлагаемых конструкций фундамента с искусственным основанием

Сравниваемые проектные решения зданий и сооружений должны быть сопоставимы по назначению с учетом требований Строительных норм и правил и технических условий для одного и того же района строительства и условий эксплуатации /94/.

При сравнении вариантов сооружений необходимо обеспечить их сопоставимость по назначению, потребительским свойствам, условиям труда и т.п.

Для обеспечения сопоставимости строительных конструкций учету подлежит комплекс всех сопряженных с данной конструкцией элементов, рассчитанных на одинаковые динамические нагрузки.

Расчет годового экономического эффекта \mathcal{E} от создания и использования новых строительных конструкций производится по формуле

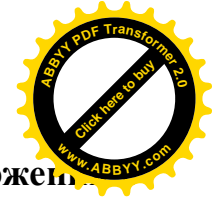
$$\mathcal{E} = [(Z_1 + Z_{c1})\varphi + \mathcal{E}_s - (Z_2 + Z_{c2})] \cdot A_2, \quad (\text{П } 2.1)$$

где Z_1 и Z_2 – приведенные затраты на изготовление конструкций с учетом стоимости транспортировки до строительной площадки по сравниваемым вариантам базовой и новой техники, в сом на единицу измерения;

Z_{c1} и Z_{c2} – приведенные затраты по возведению конструкций на стройплощадке по сравниваемым вариантам базовой и новой техники, в сом на единицу измерения;

φ – коэффициент изменения срока службы новой строительной конструкции по сравнению с базовым вариантом.

При использовании в строительстве освоенных промышленностью конструкций, на которые установлены оптовые цены промышленности,



в расчетах вместо приведенных затрат может приниматься отпускная цена франко-строительная площадка.

Указанный коэффициент рассчитывается по формуле

$$\varphi = \frac{P_1 + E_n}{P_2 + E_n}, \quad (\text{П } 2.2)$$

где P_1 и P_1 – доли сметной стоимости строительных конструкции в расчете на 1 год их службы по сравниваемым вариантам.

Принимаются по табл. П.2.1;

\mathcal{E}_3 – экономия в сфере эксплуатации конструкций за срок их службы определяется по формуле

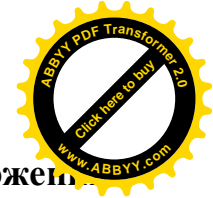
$$\mathcal{E}_3 = \frac{(I_1 - I_2) - E_n(K'_2 - K'_1)}{P_2 + E_n}, \quad (\text{П } 2.3)$$

где I_1 и I_2 – годовые издержки в сфере эксплуатации на единицу конструктивного элемента здания, сооружения или объект в целом по сравниваемым вариантам, сом. K ним относятся: затраты на капитальный ремонт строительных конструкций, восстановление и поддержание предусмотренной проектом надежности конструкций и сооружений в целом, ежегодные затраты на текущий ремонт и техническое обслуживание;

K'_1 и K'_2 — сопутствующие капитальные вложения в сфере эксплуатации строительных конструкций (капитальные вложения без учета стоимости конструкций) в расчете на единицу конструктивного элемента здания, сооружения или объект в целом по сравниваемым вариантам, сом;

A_2 – годовой объем строительного-монтажных работ с применением новых строительных конструкций в расчетном году, в натуральных единицах.

Расчет годового экономического эффекта от создания и эксплуатации сооружений нового типа с улучшенными конструктивными решениями по сравнению с заменяемыми сооружениями с той же номинальной



производственной мощностью, обеспечивающих повышение их технических и эксплуатационных качеств, производится по формуле

$$\Xi = \beta \varphi \sum_{i=1}^m Z_{1i} \alpha_i + \Xi_0 - \sum_{i=1}^m Z_{2i} \alpha_i, \quad (\text{П } 2.4)$$

где Z_{1i} и Z_{2i} – приведенные затраты в i -м году строительства объекта по сравниваемым вариантам, сом;

α_i – коэффициент приведения к году завершения строительства;

β – коэффициент учета изменения качественных параметров сравниваемых вариантов (производственной мощности, пропускной способности, полезной площади зданий и др.), зависящих только от строительных проектных решений.

Указанный коэффициент рассчитывается по формуле

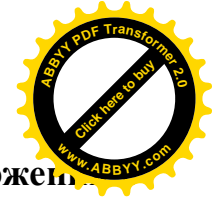
$$\beta = \frac{B_2}{B_1}, \quad (\text{П } 2.5)$$

где B_1 и B_2 — годовые объемы выпускаемой продукции в зданиях производственного назначения, пропускная способность транспортных сооружений, число посетителей, обслуживаемых в зданиях культурно-бытового назначения, и другие аналогичные качественные параметры соответственно по базовому и новому варианту;

φ – коэффициент учета измерения срока службы нового типа сооружения по сравнению с базовым вариантам, определяется по формуле

$$\varphi = \frac{P'_1 + E_n}{P'_2 + E_n}, \quad (\text{П } 2.6)$$

где P'_1 и P'_2 – доли отчислений от балансовой стоимости на полное восстановление (реновацию) базового и нового здания, сооружения; принимаются по данным табл. П.2.1;



Δ_3 – экономия в сфере эксплуатации зданий (сооружений) за срок их службы; рассчитывается по формуле (П 2.3);

При строительстве в рассматриваемом периоде нескольких объектов нового типа расчет ведется по каждому в отдельности, а результаты суммируются.

Таблица П 2.1 - Коэффициенты реновации рассчитанные по формуле:

$$P = \frac{E}{(1+E)^{T_c} - 1} \text{ где, } T_c \text{ – срок службы сооружения}$$

T_c	P	$P + E_n$	$1/P + E_n$
1	1,0000	1,1500	0,8696
2	0,4762	0,6262	1,5969
3	0,3021	0,4521	2,2119
4	0,2155	0,3655	2,7360
5	0,1638	0,3138	3,1807
6	0,1296	0,2796	3,5765
7	0,1054	0,2554	3,9154
8	0,0874	0,2374	4,2123
9	0,0736	0,2236	4,4723
10	0,0627	0,2127	4,7015
11	0,0540	0,2040	4,9020
12	0,0468	0,1968	5,0813
13	0,0408	0,1908	5,2411
14	0,0357	0,1857	5,3850
15	0,0315	0,1815	5,5096
20	0,0175	0,1675	5,9701
25	0,0102	0,1602	6,2422
30	0,0061	0,1561	6,4062
40	0,00226	0,15226	6,5677
50	0,00086	0,15086	6,6287

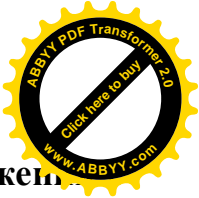


Таблица П 2.2 - Коэффициенты приведения по фактору времени
[рассчитанные по формуле $\alpha_t = (1 + E)^t$]

t	α_t	$1/\alpha_t$
1	1,1000	0,9090
2	1,2100	0,8264
3	1,3310	0,7513
4	1,4641	0,6830
5	1,6105	0,6209
6	1,7716	0,5645
7	1,9487	0,5132
8	2,1436	0,4665
9	2,3579	0,4241
10	2,5937	0,3855
11	2,8531	0,3505
12	3,1384	0,3186
13	3,4522	0,2897
14	3,7975	0,2633
15	4,1772	0,2394
20	6,7274	0,1486
25	10,8346	0,0923
30	17,4492	0,0573
40	45,2587	0,0221
50	117,3895	0,0085



2.2. Расчет экономического эффекта от применения предлагаемой конструкции искусственного основания фундамента моста

Новое проектное решение – пешеходный однопрлетный мост на искусственном основании. Длина металлического пролетного строения моста 20м. Опоры моста железобетонные диванного типа, класс бетона В25. Опоры опираются на искусственное основание из гравийно-песчаной смеси.

За базу сравнения принят такой же мост на естественном основании.

Искусственное основание (защитный экран) повышает сейсмостойкость моста, так же применение такой конструкции основания фундамента увеличивает надежность и долговечность сооружения.

Таблица П 2.3 - Исходные данные для расчета

Показатели	Единица измерения	Базовое проектное решение	Новое проектное решение
1. Сметная стоимость объекта	тыс. сом.	4500,28	5402,33
2. Себестоимость строительно-монтажных работ	тыс. сом.	2784,79	3915,95
3. Капитальные вложения в производственные фонды строительной организации с учетом сопряженных капитальных вложений в промышленность строительных конструкций по годам строительства объекта: 1-й	тыс. сом	5668,59	8203,48
4. Коэффициент учета сейсмостойкости	%	60	100
5. Годовые эксплуатационные расходы	тыс. сом	125	138
6. Продолжительность строительства моста	год	1	1
7. Сроки службы объектов	год	30	40

**Расчет годового экономического эффекта**

Годовой экономический эффект определяется по формуле (П 2.4)

$$\Xi = \beta \varphi \sum_{i=1}^m Z_{1i} \alpha_i + \Xi_0 - \sum_{i=1}^m Z_{2i} \alpha_i.$$

Приведенные затраты по сравниваемым вариантам:

Таблица П 2.7 - Базовое проектное решение

Годы строительства объекта	C_{1i}	K_{1i}	$Z_{1i} = C_{1i} + E_n K_{1i}$	Коэффициент приведения α_i	$Z_{1i} \alpha_i$
1-й	2784,79	5668,59	3635,08	1,0	3635,08
Итого	—	—	—	—	—

Таблица П 2.8 - Новое проектное решение

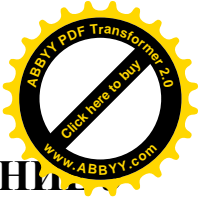
Годы строительства объекта	C_{2i}	K_{2i}	$Z_{2i} = C_{2i} + E_n K_{2i}$	Коэффициент приведения α_i	$Z_{2i} \alpha_i$
1-й	3915,95	8203,48	5146,472	1,0	5146,472
Итого	—	—	—	—	—

 β — отношение учета сейсмостойкости — $100/60=1,66$ φ — коэффициент учета изменения сроков службы α_i — принимается по табл. П.2.2.

$$\varphi = \frac{P_1' + E_n}{P_2' + E_n} = \frac{0,0061 + 0,15}{0,00226 + 0,15} = 1,025$$

Общий экономический эффект от создания новой конструкции фундамента моста на искусственном основании составляет:


$$\Xi = 1,66 \cdot 1,025 \cdot 3635,08 - 5146,472 = 1038,616 \text{ тыс. сом.}$$



ПРИЛОЖЕНИЕ

УТВЕРЖДАЮ

Начальник УКС при мэрии г. Бишкек


Эсенбаев Н.С.
« » 2017 г.

АКТ

о реализации научных результатов, полученных в диссертации соискателя Курманбек уулу Нурлана на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.11 - проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей на тему: «Сейсмостойкость балочных мостов в региональных условиях Кыргызской Республики»

Комиссия в составе: председателя, заместителя начальника УКС при мэрии г. Бишкек А.М.Жанболотова и членов комиссии: начальника ОГД УКС при мэрии г. Бишкек Т.М.Мамашева и главного специалиста УКС при мэрии г. Бишкек М.Абдрашитова - свидетельствует о том, что при строительстве сейсмостойких дорожных искусственных сооружений в городе Бишкек были реализованы следующие научные результаты, полученные в кандидатской диссертации Курманбек уулу Нурлана:

- разработанная и предложенная конструкция искусственного основания фундаментов подземного перехода;
- разработанная методика расчета опор фундаментов подземного перехода с сейсмоизолирующим искусственным основанием на сейсмические нагрузки.

Реализация материалов диссертации Курманбек уулу Нурлана позволила:

- возводить фундаменты опор подземного перехода на слабых грунтах с использованием искусственного основания;
- уменьшить расчетную сейсмическую силу в 2 раза, тем самым снижается расчетная сейсмичность площадки строительства на 1 балл;
- уменьшить глубину сжатой зоны основания под фундамент сооружения.

Материалы диссертации использованы в следующих документах, материалах и разработках:

- при строительстве подземного перехода по улице Киевской возле Ошского рынка города Бишкек.

По результатам реализации получен следующий положительный эффект:

- повышена сейсмостойкость подземного перехода способом активной сейсмозащиты фундамента;
- экономический эффект при снижении сейсмического воздействия и уменьшения сжатой зоны основания составляет 18-20 %.

Председатель комиссии:

Жанболотов А.М.

Члены комиссии:

Мамашев Т.М.

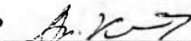
Абдрашитов М.



ПРИЛОЖЕНИЕ

"УТВЕРЖДАЮ"

Заместитель директора ДКС по ПЛЧС

МЧС КР  А. Т.Калбаев

« _____ » 2017 г.

АКТ

о реализации научных результатов, полученных в диссертации соискателя Курманбек уулу Нурлана на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.11 - проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей на тему: «Сейсмостойкость балочных мостов в региональных условиях Кыргызской Республики»

Комиссия в составе: председателя, начальника ОПСД ДКС по ПЛЧС МЧС КР К.К.Болотова и членов комиссии: главного специалиста ОПСД ДКС по ПЛЧС МЧС КР Н.А.Абдикаарова и ведущего специалиста ОПСД ДКС по ПЛЧС МЧС КР С.Б.Раимбердиева свидетельствует о том, что при проектировании сейсмостойких мостов в южных регионах Кыргызской республики были реализованы следующие научные результаты, полученные в кандидатской диссертации Курманбек уулу Нурлана:

- разработанная и предложенная конструкция искусственного основания фундаментов мостов;

- разработанная методика расчета опор фундаментов мостов с сейсмоизолирующим искусственным основанием на сейсмические нагрузки.

Реализация материалов диссертации Курманбек уулу Нурлана позволила:

- возводить фундаменты опор мостов на слабых грунтах с использованием искусственного основания;

- уменьшить расчетную сейсмическую силу в 2 раза, тем самым снижается расчетная сейсмичность района строительства на 1 балл.

Материалы диссертации использованы в следующих документах, материалах и разработках:

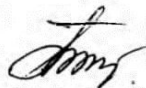
- при проектировании пешеходного моста через реку Коргон-Сай в пгт Кок-Жангак Жалал-Абадской области.

По результатам реализации получен следующий положительный эффект:

- повысилась сейсмостойкость моста способом активной сейсмозащиты;

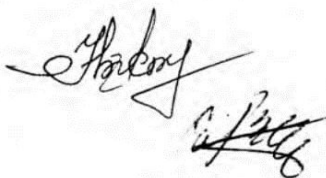
- экономический эффект при снижении сейсмического воздействия составляет 20-22 %.

Председатель комиссии:



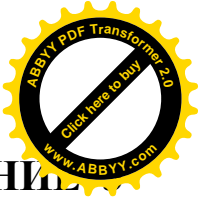
Болотов К.К.

Члены комиссии:



Абдикааров Н.А.

Раимбердиев С.Б.



ПРИЛОЖЕНИЕ

Проректор по научной работе
 КГУСТА им. И.И. Малиновского
 Малиновский И.И.



АКТ

о реализации научных результатов, полученных в диссертации соискателя Курманбек уулу Нурлана на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.11 - проектирование и строительство дорог, метрополитенов, аэродромов, мостов и транспортных тоннелей на тему: «Сейсмостойкость балочных мостов в региональных условиях Кыргызской Республики»

Комиссия в составе: председателя начальника УИУ КГУСТА им. Н.Исанова к.т.н., доцента Р.А.Жумабаева, и членов комиссии: зав. каф. «АиЖД,МиТ» к.т.н., доцента А.Б.Курбанбаева; зам. директора по учебной части «ИСиТ» к.т.н., доцента К.Т.Саткыналиева - свидетельствует о том, что при обучении студентов специальностей «АД» и «СЖДМТТ» были реализованы следующие научные результаты, полученные в кандидатской диссертации Курманбек уулу Нурлана:

- разработанная методика расчета опор фундаментов дорожных искусственных сооружений с сейсмоизолирующим искусственным основанием на сейсмическое воздействие.

Реализация материалов диссертации Курманбек уулу Нурлана позволила:

- улучшить методику расчета фундаментов опор мостов на сейсмическое воздействие на практических занятиях дисциплин: «Инженерные транспортные сооружения» и «Мосты на железных дорогах»;
- улучшить методику расчета фундаментов опор мостов на сейсмическое воздействие в дипломных проектах выпускников специальностей «АД» и «МТТ».

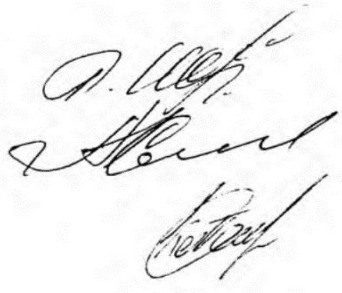
Материалы диссертации использованы в следующих документах, материалах и разработках:

- в учебно-методических комплексах (УМК) дисциплин «Инженерные транспортные сооружения» и «Мосты на железных дорогах»;
- в дипломном проекте студента гр. МТТ-1-10 Дуйшонбек уулу К. на тему «Проект пешеходного моста через реку Коргон-Сай в пгт Кок-Жангак Жалал-Абадской области»;
- в дипломном проекте студента гр. АД-1-10 Кылычбек уулу А. на тему «Проект моста через селевой сай в с. Салам-Алик Узгенского района».

По результатам реализации получен следующий положительный эффект:

- способствует повышению качества обучения студентов специальностей «АД» и «СЖДМТТ».

Председатель комиссии:



Жумабаев Р.А.

Члены комиссии:

Курбанбаев А.Б.

Саткыналиев К.Т.



ПРИЛОЖЕНИЕ

Фотоматериалы проведения эксперимента 1



Рис.П.6.1.1. Общий вид моста на 318км автодороги Бишкек-Ош



Рис.П.6.1.2. Установка сейсмоприемника СМ-3 , ОСПГ на фундаменте (точка наблюдения Δ_3 , Δ_6)



Рис.П.6.1.3. Установка приборов сеймостанции



Рис.П.6.1.4. Установка пускового устройства ПУ-1 (пускач)

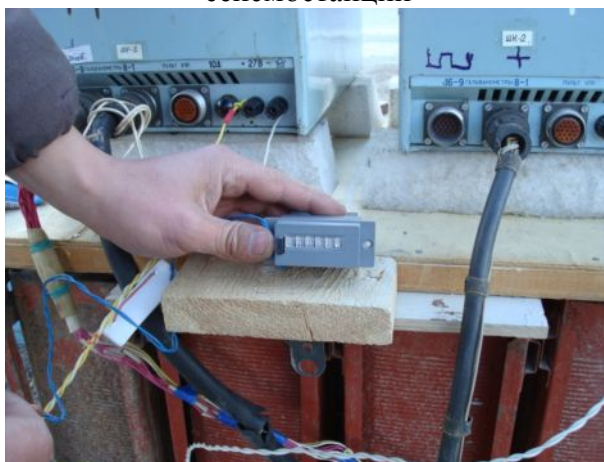
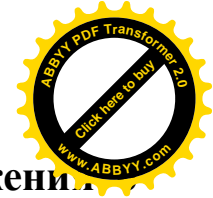


Рис.П.6.1.5. Счетчик пускового устройства



Рис.П.6.1.6. Взрыв



Продолжение приложения 1 Фотоматериалы проведения эксперимента 2



Рис.П.6.2.1. Гравийная подушка под фундамент



Рис.П.6.2.2. Возведение фундамента-1 на гравийной подушке

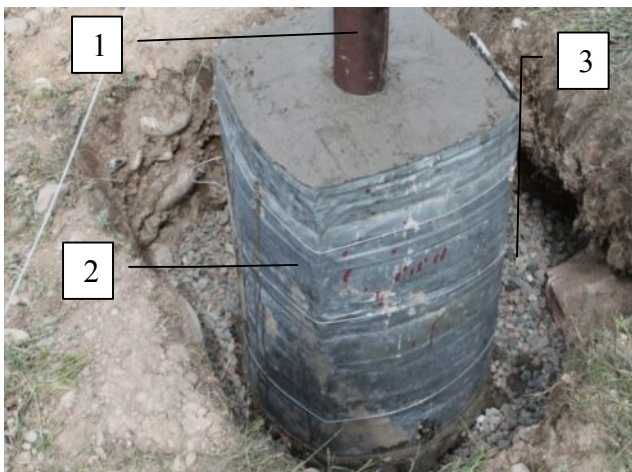


Рис.П.6.2.3. Возведение модели опоры-1:
1-опора, 2-фундамент, 3-гравийная подушка



Рис.П.6.2.4. Котлован для фундамента-2 на естественном основании

Продолжение приложения

Фотоматериалы проведения эксперимента 2

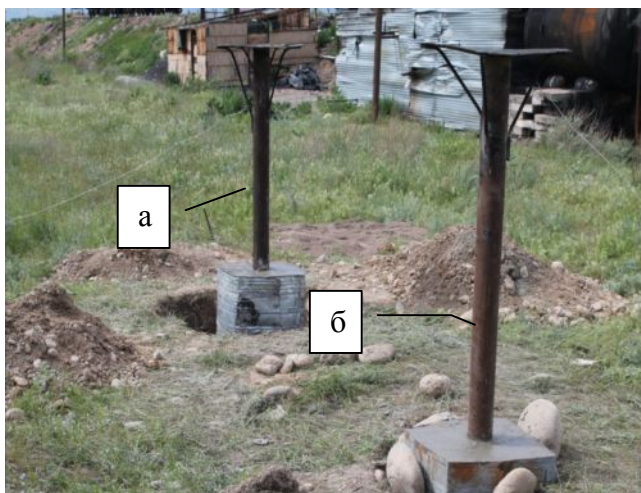


Рис.П.6.2.5. Модели опор: а) на гравийной сейсмоизолирующей подушке; б) на естественном основании



Рис.П.6.2.6. Измерение фактических размеров моделей а) на гравийной сейсмоизолирующей подушке; б) на естественном основании



Рис.П.6.2.7. Установка датчика ускорения СГ-10 вблизи шпалы железнодорожного пути – источника колебаний

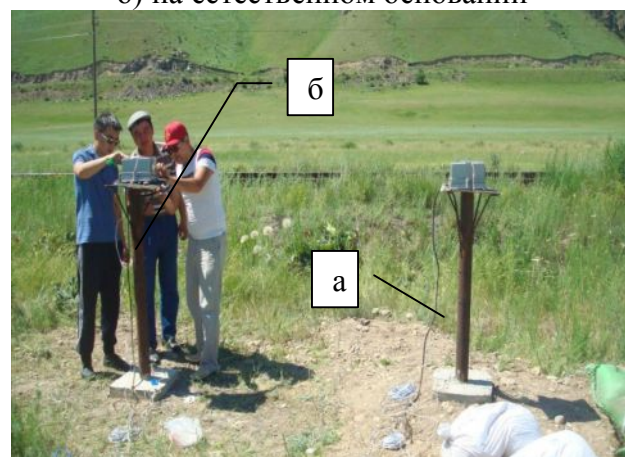


Рис.П.6.2.8. Установка приборов СМ-3 на обе модели опор: а) на гравийной сейсмоизолирующей подушке; б) на естественном основании



Рис.П.6.2.9. Установка на модели опор сейсмоприемников СГ-10 и СМ-3



Рис.П.6.2.10. Установка датчиков СГ-10 на фундаменты опор

Продолжение приложения 1 Фотоматериалы проведения эксперимента 2

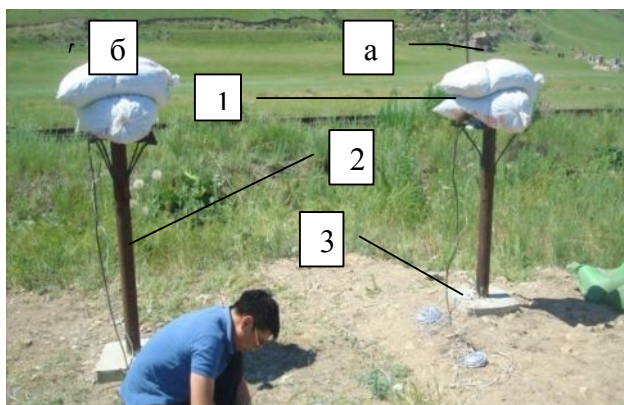


Рис.П.6.2.11. Загрузка нагрузками моделей опор:
а) на гравийной сейсмоизолирующей подушке, 1-груз, 2-опора, 3- фундамент;
б) на естественном основании, 1-груз, 2-опора, 3- фундамент.



Рис.П.6.2.12. Фиксированные сейсмоприемники на модели:
1-сосредоточенный груз,
2-сейсмоприемник СМ-3,
3 - опора



Рис.П.6.2.13. Проверка работ датчиков



Рис.П.6.2.14. Проверка записей колебаний



Рис.П.6.2.15. Подготовка приборов и записывающий устройств к эксперименту при прохождении подвижного состава



Рис.П.6.2.16. Проведение эксперимента подвижным составом – источником вынужденного колебания