

Кыргызский государственный университет строительства, транспорта и архитектуры им.

Н.Исанова

На правах рукописи

УДК 699.841:624:625

Иманалиев Темир Болотбекович

НОВЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ В
УСЛОВИЯХ ВЫСОКОЙ СЕЙСМИЧЕСКОЙ АКТИВНОСТИ

05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук

Научный консультант – д.т.н., профессор А.Х.Абдужабаров

Бишкек – 2011

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
---------------	---

ГЛАВА 1

СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, СЕЙСМИЧЕСКИЕ ЯВЛЕНИЯ, ИСКУССТВЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

1.1. Состояние сейсмостойкого строительства.....	11
1.2. Землетрясения и их последствия.....	22
1.3. Вантовые мосты.....	31
1.4. Висячие мосты.....	36
1.5. Тоннели.....	42
1.6. Аэродромы.....	53
1.7. Лавинозащитные галереи.....	55
Выводы по первой главе.....	58

ГЛАВА 2

ТЕОРИЯ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

2.1. Теория линейных сейсмических колебаний.....	59
2.2. Метод определения сейсмических сил по спектральной кривой.....	69
2.3. Динамический метод определения сейсмических сил.....	74
2.4. Определение сейсмических сил дорожных искусственных сооружений.....	81
2.5. Нормативная документация по сейсмостойкому строительству.....	85
Выводы по второй главе.....	86

ГЛАВА 3

НОВЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

3.1. Оптимизация системы галерея – трамплин.....	87
3.2. Сейсмостойкая конструкция галереи с подвесным перекрытием.....	97
3.3. Устойчивая в динамике конструктивная система галерея – виадук.....	104
3.4. Новая конструкция подводного тоннеля.....	111
3.5. Вантовый тоннель.....	120
3.6. Плавающий аэродром.....	134
Выводы по третьей главе.....	131

ГЛАВА 4

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРЕДЛОЖЕННЫХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

4.1. Результаты испытаний лавинозащитной галереи – трамплина.....	133
4.2. Результаты испытаний галереи с подвесным перекрытием.....	149
4.3. Результаты испытаний лавинозащитной галереи – виадука	174
4.4. Результаты испытаний подводного тоннеля	189
4.5. Результаты испытаний вантового тоннеля	199
4.6. Принятый метод моделирования.....	216
4.7. Сейсмическая платформа.....	218
Выводы по четвертой главе.....	224

ГЛАВА 5

АПРОКСИМАЦИЯ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ К ЧИСЛЕННОЙ МЕТОДИКЕ ЭКСПЕРИМЕНТОВ

5.1. Общие положения трехмерного моделирования.....	225
5.2. Расчет на динамические воздействия.....	227
5.3. Суперэлементное моделирование с помощью программного комплекса «Ли́ра».....	231

5.4. Принципы определения расчетных сочетаний усилий.....	235
5.5. Расчет на устойчивость.....	239
Выводы по пятой главе.....	242
ОБЩИЕ ВЫВОДЫ.....	243
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	245

ПРИЛОЖЕНИЯ

П 1. Экономические аспекты проектирования искусственных сооружений.....	257
П 2. Результаты 3D-моделирования.....	
П 3. Акты о внедрении научных положений.....	

ВВЕДЕНИЕ

Глобальная экономическая рецессия, следствием которой явилось падение ведущих индексов экономической активности и финансовых возможностей основных инвесторов, заметно снижает инвестиционную привлекательность крупных инфраструктурных проектов, таких как строительство новых железнодорожных путей, автомобильных дорог и искусственных сооружений на дорогах, что в современных условиях глобализации оказывает отрицательное влияние на возможных инвесторов в существующие проекты по строительству железных дорог в Киргизии. Сказанное выше усугубляется тем, что в нашей стране пока нет достаточного экономического обоснования для инвестирования значительных средств в крупные транспортно-инфраструктурные проекты в связи с тем, что в стране отсутствуют месторождения полезных ископаемых и энергоносителей в тех объемах, в которых рентабельность их экспорта имела бы значительную эффективность. В большей степени это связано с технологическими трудностями по разработке месторождений в горных условиях. Отсутствие реального сектора экономики в Киргизии, высокотехнологичного производства и малая емкость потребительского рынка делают задачу прокладки трансконтинентальных транспортных коридоров весьма затруднительной. Вместе с тем, сложность разработки таких проектов заключается в том, что железнодорожное строительство и строительство искусственных сооружений являются наиболее сложными среди других подотраслей капитального строительства и весьма специфичными из-за своей значительной линейной протяженности. Они осуществляются в различных климатических и инженерно-геологических условиях.

Однако инвестиционная деятельность Газпрома, строительство крупных гидроэнергетических сооружений, возможные инвестиции Русгидро и ИНТЕР РАОЕЭС, потенциальное строительство атомных и тепловых электростанций и пролонгация протокола о намерениях строительства магистральных железных дорог между КНР, КР и Узбекистаном позволяют утверждать, что инфраструктурное строительство ожидаемо, что даст эффект «катализатора» для динамичного роста экономики Киргизии.

Актуальность темы диссертации. Строительство железных дорог на горных участках неизбежно вызовет потребность в устройстве специальных горных искусственных

сооружений – лавинозащитных галерей, виадуков, тоннелей. В высокогорных условиях, где сейсмическая составляющая динамических нагрузок является преобладающей, обеспечение сейсмостойкости искусственных сооружений, самих железных и автомобильных дорог весьма актуальна. Искусственные сооружения требуют устройства массивных несущих конструкций преимущественно арочного или балочного типа, а также их фундаментов, что, в свою очередь, снижает сейсмическую устойчивость всего сооружения, так как устройство массивных опор и фундаментов вызовет резонансные колебания при сейсмическом воздействии. В этих условиях актуальной задачей обеспечения сейсмоустойчивости сооружения являются, во-первых, сокращение массы сооружений, что, в свою очередь, вызовет снижение резонансных явлений, во-вторых, обеспечение упругих смещений конструкций в пространстве с периодом собственных колебаний, соответствующим преобладающим периодам сейсмических колебаний. Эти требования может обеспечить предлагаемая концепция применения висячих, податливых и упругих систем для искусственных сооружений.

Связь темы диссертации с крупными научными программами основывается на том, что работа выполнена в рамках:

- транспортной стратегии Кыргызской Республики по выходу КР из железнодорожного тупика с обеспечением сквозного железнодорожного сообщения в КНР и Узбекистан и, госбюджетной тематики КГУСТА;
- международного проекта Европейского Союза MISCTIF: «Интероперабельность, безопасность, сертификация» в области международного железнодорожного транспорта в Украине и Центральной Азии.

Целью исследования в рамках настоящей диссертационной работы являются: развитие теории по повышению динамической устойчивости искусственных сооружений посредством разработки новых конструктивных решений противолавинных галерей, тоннелей, мостовых сооружений, аэродромов, методики расчета их и оптимизации существующих.

В соответствии с поставленной целью в диссертационной работе решаются **следующие задачи:**

- анализ сейсмических колебаний и динамики сооружений в условиях ретроспективы сейсмических процессов;
- исследование природы снежных лавин, гидродинамической среды, аэродинамики, выявление особенностей работы противолавинных галерей, тоннелей, мостовых и иных искусственных сооружений;
- разработка новых технических решений для ряда искусственных сооружений с целью сейсмической и прочностной оптимизации работы этих сооружений;
- компьютерное моделирование искусственных сооружений с новыми техническими решениями и симуляция динамических процессов;
- проведение экспериментальных исследований;
- получение выводов по проведенным исследованиям.

Научная новизна:

- теоретически обоснована методика расчета и даны рекомендации новой конструкции противолавинной галереи на основе применения гидротехнического устройства в теле защитной галереи, где подпорную стену галереи в целях оптимального противодействия давлению грунта предлагается устраивать С-образной формы и устройство «трамплин» посажено на подпорную стену;
- разработан способ устройства снегозащитных галерей не известный ранее, где наиболее активная и подверженная усилиям структура сооружения, т.е. плита, выполнена в подвешенном состоянии, что оптимально в условиях сейсмических нагрузок;
- предложена новая уникальная конструкция виадука и противолавинной галереи, где решена проблема защиты дороги и моста от схода снежных лавин;
- новая конструктивная схема подводных тоннелей с обоснованием характеристики и конструктивной части загрузки, применение оттяжек, килей и других специфичных элементов, что является однозначно концептуальным;
- решена конструкция и способ организации вентиляции тоннелей, где применена вантовая несущая схема и предлагается аэростатичность внутри обделки тоннелей;

- аэродром на плавучей платформе, впервые предложена конструктивная часть, решена концепция важной проблемы дефицита прибрежных районов для застройки.

Практическая значимость полученных результатов. Полученные результаты в виде новых конструкций искусственных сооружений имеют возможность практического применения посредством их внедрения в строительство железных, автомобильных дорог как защитных сооружений, тоннелей, аэродромов в особых гидрологических и геологических условиях, а также для обеспечения высокоскоростного движения. По существу можно отметить, что предлагаемые конструкции противолавинных галерей, тоннелей и аэродромов являются концептуальными, т.е. конкретных проектных решений с габаритным обоснованием и локализацией к определенным геологическим условиям не существуют. Изобретения относятся к конструктивным решениям, которые в случае заинтересованности со стороны застройщиков могут быть реализованы только после детального проектирования с учетом геологии местности, интенсивности транспортных потоков, пропускной способности дорог и экономической целесообразности.

Экономическая значимость полученных результатов. При практическом применении предлагаемые решения дадут положительный экономический эффект ввиду технических характеристик сооружений и параметров, пассивного противодействия динамическим воздействиям. Из чего следует, что экономическая значимость разработок имеют высокие показатели. Также следует учесть, что сами разработки являются интеллектуальной собственностью и защищены патентами КР, что делает их коммерческим продуктом.

Научные положения диссертации, выносимые на защиту. На защиту выносятся:

- новая конструкция «Лавинозащитная галерея-трамплин», гидротехническое устройство интегрировано в тело галереи;
- «Сейсмостойкий гаситель энергии лавины», противолавинная галерея с подвесным перекрытием;
- «Висячая лавинозащитная галерея-виадук», взаимоинтегрированная конструкция мостового сооружения и противолавинной галереи;

- «Подводный тоннель», конструкция тоннеля во взвешенном состоянии в водной среде на оттяжках;
- «Вантовый тоннель», вантовый по конструкции и аэростатичный по принципу организации вентиляции тоннель;
- «Плавучий аэродром», взлетно-посадочная полоса и коммуникационные площадки в плавучем состоянии на поверхности водоема.

Достоверность результатов работы, сформулированных в диссертации, базировалась на теоретических и экспериментальных исследованиях и обоснована использованием современных средств и методов численного моделирования с привлечением вычислительной техники, планирования многофакторного эксперимента, инженерных методов проектирования и расчета конструкций, сопоставлением полученных результатов по предлагаемым теоретическим положениям с опытными данными экспериментальных исследований других авторов.

Личный вклад соискателя. Диссертационная работа выполнена автором единолично с использованием источников в установленном порядке.

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

- ежегодные научно-технические конференции профессорско-преподавательского состава и студентов КГУСТА, 2007 – 2011;
- ежегодная научно-техническая конференция Ташкентского института инженеров транспорта, ТашИИТ, Ташкент, 2008;
- международная конференция по распространению упругих и упругопластических волн, посвященной 100-летию со дня рождения академика, Героя социалистического труда Х.А.Рахматулина, НАН КР, Институт физико-технических проблем и материаловедения, КГУСТА, Международный университет инновационных технологий, КГТУ им. И.Раззакова, кафедра волновой и газовой динамики Московского государственного университета им. М.В.Ломоносова, Бишкек, 2009;

- заседание научно-технического совета КГУСТА по рассмотрению диссертационной работы Иманалиева Т.Б. и ее темы, КГУСТА, Бишкек, 2010;
- расширенное заседание кафедры «Мосты и транспортные тоннели» Ташкентского автодорожного института по предварительному рассмотрению диссертационной работы Иманалиева Т.Б. на тему: «Сейсмостойкость искусственных сооружений», ТАДИ, Ташкент, 2010;
- расширенное заседание кафедры «Строительство» Кыргызско-Российского Славянского университета по предварительному рассмотрению диссертационной работы Иманалиева Т.Б. на тему: «Сейсмостойкость искусственных сооружений», КРСУ, Бишкек, 2010;
- республиканская научно-практическая конференция «Интеграция науки, инноваций и образования», посвященная Году науки и инноваций, Министерство образования и науки КР, КГУСТА, Бишкек, 2010;
- расширенное заседание кафедры «Железные дороги» КГУСТА по предварительному рассмотрению диссертационной работы Иманалиева Т.Б. на тему: «Новые конструктивные решения искусственных сооружений в условиях высокой сейсмической активности», КГУСТА, Бишкек, 2011.

Внедрение результатов исследования. Основные научные положения и результаты исследований приняты к внедрению со стороны Государственного предприятия «национальная компания Кыргыз темир жолу» и в учебный процесс КГУСТА.

Опубликованность результатов. Основное содержание диссертации опубликовано в 1 монографии, 24 научных статьях и 5 патентах КР, в том числе 19 из перечня НАК КР, 3 из перечня ВАК РФ и 4 зарубежных публикаций.

Структура и объем диссертации. Диссертация состоит из введения, пяти глав, выводов, списка использованных источников и двух приложений. Работа содержит 249 страниц, включая 28 таблиц, 231 рисунка, список использованных источников включает 163 наименования.

ГЛАВА 1

СЕЙСМОСТОЙКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО, СЕЙСМИЧЕСКИЕ ЯВЛЕНИЯ, ИСКУССТВЕННЫЕ СООРУЖЕНИЯ

1.1. Состояние сейсмостойкого строительства

Сейсмостойкое строительство может рассматривать любой строительный объект как фортификационное сооружение, но предназначенное для обороны от специфического противника — землетрясения. В обоих случаях основной принцип проектирования общий: замедлить или ослабить возможную атаку /50, 142/. Главные задачи сейсмостойкого строительства:

- понимание взаимодействия строительных объектов с колеблющимся основанием;
- предсказание последствий возможных сейсмических колебаний;
- проектирование и строительство сейсмоустойчивых сооружений.

В настоящее время наиболее эффективным и экономически целесообразным инструментом в сейсмостойком строительстве является вибрационный контроль сейсмической нагрузки и, в частности, сейсмическая изоляция, позволяющая возводить сравнительно легкие и недорогие постройки.

Сейсмическое нагружение является одним из основных понятий в сейсмостойком строительстве и теории сейсмостойкости и означает приложение колебательного возбуждения землетрясения к различным постройкам.

Величина сейсмической нагрузки в большинстве случаев зависит от:

- интенсивности, продолжительности и частотных характеристик ожидаемого землетрясения;
- геологических условий местности строительства;
- динамических параметров сооружения.

Сейсмическое нагружение происходит на поверхностях контакта сооружения с грунтом, либо с соседним сооружением, либо с порожденной землетрясением волной цунами. Оно постоянно

экзаменуется сейсмостойкость сооружения и иногда превышает его возможность выстоять без разрушений /50, 142/.

Сейсмическая защита. Понятие «сейсмостойкость» первоначально ассоциировалось с достаточно прочной постройкой, с мощным стальным каркасом или стенами, способными выстоять расчетное землетрясение без полного разрушения и с минимальными человеческими жертвами. Примером такой постройки может служить изображенный на рис. 1.1 /50, 142/ спальный корпус Университета Беркли, усиленный наружной антисейсмической стальной фермой. Однако не следует навязывать зданию непосильную задачу – сопротивляться сокрушительному землетрясению. Лучше дать этому зданию возможность податливо работать и упруго деформироваться под воздействием сейсмических сил. Провозгласить такую цель, конечно, значительно проще, чем достичь ее практически.

На рис. 1.2 показана модель 18-этажного здания на виброплатформе, на котором проводятся испытания в режиме Нортриджского землетрясения, записанного недалеко от его эпицентра. Блок из четырех сейсмопротекторов поможет зданию резко повысить его сейсмостойкость и выдержать сотрясение.

Испытания проводились на мощной виброплатформе (12,2 м на 7,6 м) одного из крупнейших в Соединенных Штатах специализированных испытательных полигонов, который принадлежит Университету Калифорния Сан-Диего и входит в национальную систему Сети Имитации Сильных Землетрясений. С помощью этой виброплатформы можно создавать и воссоздавать землетрясения любой амплитуды и частотного спектра, сидя за пультом управления.



Рис. 1.1. Корпус университета Беркли



Рис. 1.2. Модель 18-этажного здания на виброплатформе

Сейсмический анализ, или анализ сейсмостойкости, является интеллектуальным инструментом в сейсмостойком строительстве, который разбивает эту сложную тему на ряд подразделов для лучшего понимания работы зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой. Анализ сейсмостойкости основывается на принципах динамики

сооружений и антисейсмического проектирования. В течение десятилетий самым распространенным методом анализа сейсмостойкости являлся метод спектров реакции, который получил свое развитие в настоящее время.

Однако спектры реакции хороши лишь для систем с одной степенью свободы. Использование пошагового интегрирования с трехмерными диаграммами сейсмостойкости оказывается более эффективным методом для систем со многими степенями свободы и со значительной нелинейностью в условиях переходного процесса кинематической раскачки. На рис. 1.3 показана 3-D диаграмма сейсмостойкости модели здания /50, 142/.

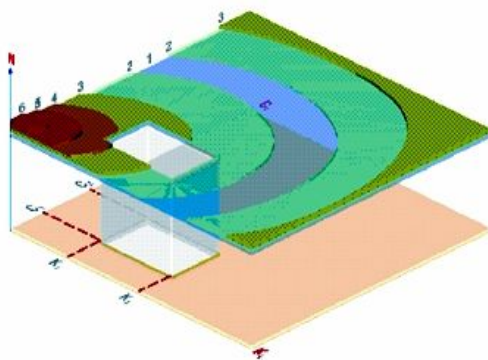


Рис. 1.3. Трехмерная диаграмма сейсмостойкости модели здания

Экспериментальная проверка сейсмостойкости, или исследование сейсмостойкости, необходимо для понимания действительной работы зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой. Она бывает, в основном, двух видов: полевая (натурная) и на сейсмоплатформе. Удобнее всего испытывать модель здания на сейсмоплатформе, воссоздающей сейсмические колебания — если, конечно, нет возможности дожидаться настоящего землетрясения.

Такие лабораторные испытания проводятся на больших или меньших моделях зданий и сооружений уже в течение многих лет, однако стоимость их довольно высока. Чтобы снизить эту стоимость, рекомендуется применять Performance Factor Procedure /141/, впервые предложенную для экспериментальной проверки эффективности сейсмической изоляции. На рис. 1.4. и 1.5 приведены модели зданий во время испытаний на сейсмоплатформе.



Рис. 1.4. Идентичные модели здания при испытании на сеймоплатформе до разрушения



Рис. 1.5. Испытание железобетонного здания на сеймоплатформе

Виброконтроль является системой устройств для уменьшения сейсмической нагрузки на здания и сооружения. Все эти устройства можно классифицировать как пассивные, активные и гибридные. Ниже кратко описаны некоторые устройства и методы виброконтроля /142/.

Сейсмический амортизатор — это разновидность сейсмической изоляции для защиты зданий и сооружений от потенциально разрушительных землетрясений.

Недавно сейсмические амортизаторы Metallic Roller Bearings были установлены в жилом 17-этажном комплексе в Токио, Япония (рис. 1.6) /142/.

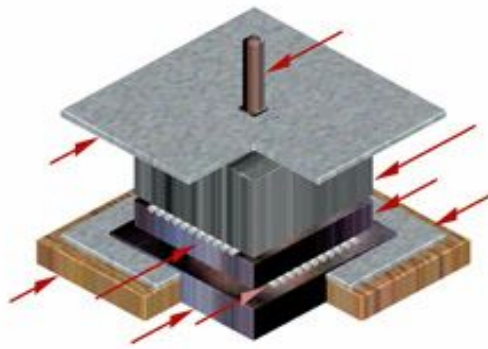


Рис. 1.6. Сейсмический амортизатор

Инерционный демпфер. Обычно инерционный демпфер, называемый также инерционный гаситель, являющийся одним из устройств для вибрационного контроля, представляет собой массивный бетонный блок, установленный на высотном здании или другом сооружении, который колеблется с резонансной частотой данного объекта с помощью специального пружиноподобного механизма под сейсмической нагрузкой.

Для этой цели, например, инерционный демпфер небоскреба Тайбэй 101 оборудован двумя маятниковыми подвесками, на 92-м и 88-м этажах, весящими 660 тонн каждая (рис. 1.7) /50, 142/.

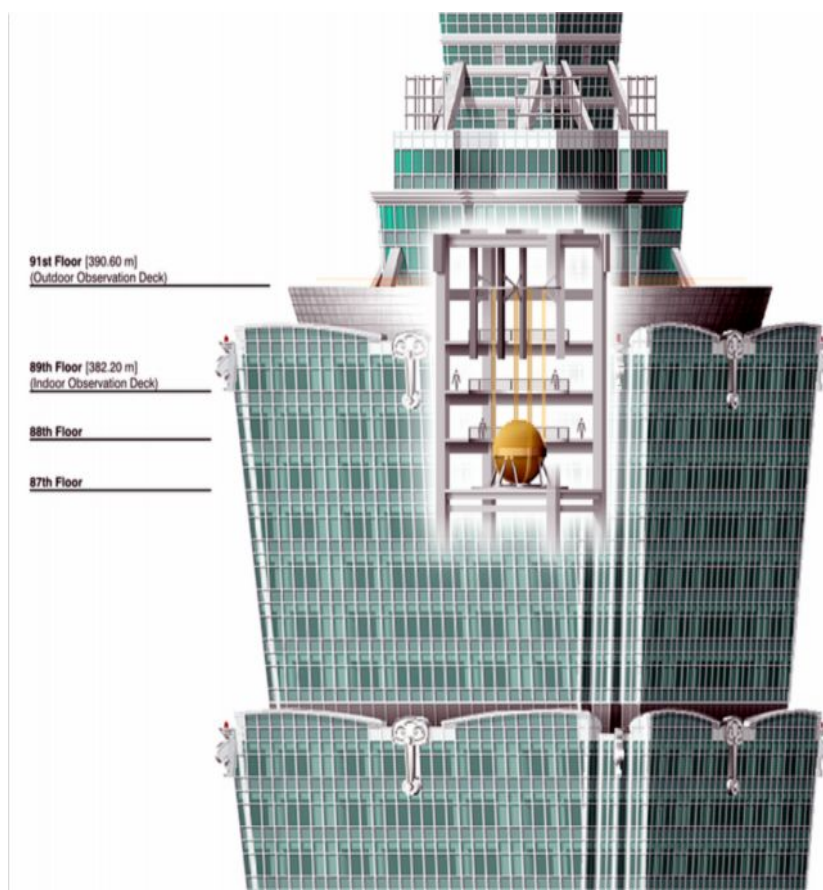


Рис. 1.7. Инерционный демпфер в высотном здании Тайбей 101

Гистерезисный демпфер предназначен для улучшения работы зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой за счет диссипации сейсмической энергии, проникающей в эти здания и сооружения. Имеются, в основном, четыре группы гистерезисных демпферов, а именно:

- жидкостный вязкоупругий демпфер;
- твердый вязкоупругий демпфер;
- металлический вязкотекучий демпфер;
- демпфер сухого трения.

Каждая группа демпферов имеет свою специфику, свои достоинства и недостатки, которые следует учитывать при их применении (рис. 1.8).



Рис. 1.8. Жидкостный вязкоупругий демпфер в здании

Демпфирование вертикальной конфигурацией предназначено для улучшения работы зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой за счет предотвращения резонансных колебаний с помощью дисперсии сейсмической энергии, проникающей в эти здания и сооружения. Конический профиль здания не является обязательным для этого метода вибрационного контроля. Аналогичный эффект может быть достигнут с помощью соответствующей конфигурации таких характеристик, как массы высоты и их жесткости (рис. 1.9) /50, 142/.



Рис. 1.9. Здание Transamerica Pyramid в Сан-Франциско, Калифорния

Многочастотный успокоитель колебаний, или, сокращенно, МУК является системой устройств для вибрационного контроля, установленной на высотном здании или другом сооружении, который колеблется с определенными резонансными частотами данного объекта под сейсмической нагрузкой.

Каждый МУК включает в себя ряд междуэтажных диафрагм, обрамленных набором выступающих консолей с различными периодами собственных колебаний и работающих как инерционные демпферы. Использование МУК позволяет сделать здание как функциональным, так и архитектурно привлекательным (рис. 1.10).

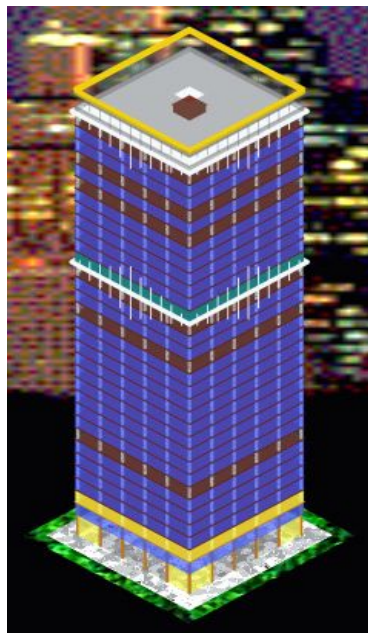


Рис. 1.10. Высотное здание с многочастотным успокоителем

Приподнятое основание сооружения является инструментом вибрационного контроля в сейсмостойком строительстве, который может улучшить работу зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой.

Эффект приподнятого основания (ПО) основан на следующем. В результате многократных отражений, дифракций и диссипаций сейсмических волн в процессе их распространения внутри ПО передача сейсмической энергии в надстройку (верхнюю часть сооружения) оказывается сильно ослабленной.

Эта цель достигается за счет соответствующего подбора строительных материалов, конструктивных размеров, а также конфигурации ПО для конкретной площадки строительства (рис. 1.11).



Рис. 1.11. Приподнятое основание

Свинцово-резиновая опора – это сейсмическая изоляция, предназначенная для улучшения работы зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой за счет интенсивного демпфирования сейсмической энергии, проникающей через фундаменты в эти здания и сооружения. На рис. 1.12 показано испытание свинцово-резиновой опоры, сделанной из резинового цилиндра со свинцовым сердечником.

Однако механически податливые системы, какими являются сейсмически изолированные сооружения со сравнительно низкой горизонтальной жесткостью, но со значительной так называемой демпфирующей силой, могут испытывать значительные перегрузки, вызванные при землетрясении как раз этой силой.



Рис. 1.12. Испытание свинцово-резиновой опоры

Фрикционно-маятниковая опора — это сейсмическая изоляция, являющаяся инструментом вибрационного контроля в сейсмостойком строительстве, который может улучшить работу зданий и сооружений под сейсмической нагрузкой.

Основные элементы фрикционно-маятниковой опоры (ФМО):

- сферически вогнутая поверхность скольжения;
- сферический ползунок;
- ограничительный цилиндр.

Стоп-кадр испытания жесткого каркаса на ФМО показан на рис. 1.13.



Рис. 1.13. Испытание фрикционно-маятниковой опоры

Пружинный демпфер является изолирующим устройством, подобным по замыслу свинцово-резиновой опоре. Два небольших трехэтажных дома с такими устройствами, расположенными в Санта-Монике (Калифорния), были проэкзаменованы Нортриджским землетрясением в 1994 году (рис. 1.14).



Рис. 1.14. Пружинный демпфер под трехэтажным домом

1.2. Землетрясения и их последствия

Землетрясения – это подземные толчки и колебания земной поверхности, возникающие в результате смещений и разрывов в земной коре и верхней мантии и передающиеся на большие расстояния. Сильные землетрясения носят катастрофический характер, уступая по числу жертв только тайфунам (океанические штормы) и значительно опережая извержение вулканов. Иногда сами извержения вулканов сопровождаются сильными сейсмическими колебаниями. Сами же землетрясения, если их природа океаническая, вызывают цунами – сильную приливную волну, охватывающую значительные территории (Юго-Восточная Азия, 26 декабря 2004 г.), которая вызывает сильнейшие разрушения.

Материальный ущерб одного разрушительного землетрясения может составлять сотни миллионов долларов США, а иногда ущерб может оцениваться в миллиардах долларового эквивалента. Число слабых землетрясений гораздо больше, чем число сильных. Так, из сотни тысяч ежегодных сейсмических колебаний на Земле только единицы катастрофических. Они высвобождают около 1020 Дж потенциальной сейсмической энергии, что составляет «всего» 0,01 % тепловой энергии Земли, излучаемой в космическое пространство. Территориальное распределение сейсмических колебаний неравномерно. Оно определяется перемещением и взаимодействием литосферных плит. Главный сейсмический пояс, в котором выделяется до 80 % всей сейсмической энергии, расположен в Тихом океане в районе глубоководных желобов, где происходит подвигание холодных литосферных плит под континент. Остальная энергия выделяется в Евроазиатском складчатом поясе в местах столкновения Евроазиатской плиты с Индийской и Африканской плитами и в районах срединно-океанических хребтов в условиях растяжения литосферы.

Интенсивность проявления землетрясений на поверхности измеряется в баллах и зависит от глубины очага и магнитуды землетрясения, служащей мерой его энергии. Максимальное известное значение магнитуды приближается к 9. Магнитуда связана с полной энергией землетрясения, но эта зависимость не прямая, а логарифмическая. С увеличением магнитуды на единицу энергия возрастает в 100 раз, т.е. при толчке с магнитудой 6 высвобождается в 100 раз больше энергии, чем при магнитуде 5, и в

10 000 раз больше, чем при магнитуде 4. Часто в средствах массовой информации, оповещающих о землетрясениях, отождествляется шкала магнитуд (шкала Рихтера) и сейсмическая шкала интенсивности, измеряемая в сейсмических баллах, так как СМИ, сообщающие о 12 баллах по шкале Рихтера, путают магнитуду с интенсивностью. Интенсивность тем больше, чем ближе очаг расположен к поверхности. Так, например, если очаг с магнитудой в 8 находится на глубине 10 км, то на поверхности интенсивность составит уже 10-12 баллов. При той же магнитуде, но на глубине 40-50 км воздействие на поверхности уменьшается до 9-10 баллов.

Существует большое число сейсмических шкал, которые можно свести к трем основным группам. В Киргизии применяется наиболее широко используемая в мире 12-балльная шкала MSK-64 (Медведева-Шпонхоера-Карника), восходящая к шкале Меркали-Канкани (1902 г.), в странах Латинской Америки принята 10-балльная шкала Росси-Форея (1883 г.), в Японии – 7-балльная шкала. Оценка интенсивности, в основу которой положены бытовые последствия, легко различаемые, в сейсмических шкалах разных стран различна. В наиболее простом и удобном виде ощущения и наблюдения представлены в схематизированной краткой описательной шкале MSK. Описания данной шкалы приведены в табл. 1.1. /34, 50, 142/.

Таблица 1.1

Шкала MSK

Баллы	Описания, включая субъективные ощущения людей, характер разрушений и последствий на местности
1	Не ощущается никем, регистрируется только сейсмическими приборами
2	Ощущается иногда людьми, находящимися в спокойном состоянии
3	Ощущается немногими людьми, более сильно проявляется в помещении на верхних этажах
4	Ощущается многими, в ночное время некоторые просыпаются. Возможен звон посуды, дребезжание стекол, хлопки дверей
Продолжение таблицы 1.1	
5	Ощущается почти всеми, качание висячих предметов, трещины в оконных стеклах и штукатурке

6	Ощущается всеми, осыпается штукатурка, легкие разрушения сооружений
7	Трещины в штукатурке и откалывание отдельных кусков, тонкие трещины в стенах. Толчки ощущаются в автотранспортных средствах
8	Большие трещины в стенах, падение труб, памятников. Трещины на крутых склонах и на влажных грунтах
9	Обрушение стен, перекрытий в некоторых сооружениях, разрывы подземных трубопроводов
10	Обвалы многих сооружений, искривление железнодорожных рельсов. Оползни, обвалы, трещины (до 1 м) в грунте
11	Многочисленные широкие трещины в земле, обвалы в горах, обрушение мостов, только немногие сооружения сохраняют устойчивость
12	Значительные изменения рельефа, отклонение течения рек, предметы подбрасываются в воздух, тотальное разрушение сооружений

Сильные землетрясения могут ощущаться на расстоянии тысячи и более километров. Так, в сейсмичной Москве наблюдались колебания интенсивностью до 3 баллов, служащие «эхом» катастрофических карпатских землетрясений в Румынии. Эти же землетрясения в Молдавии ощущались как 7-8-балльные.

Продолжительность землетрясений различна, часто число подземных толчков образует рой землетрясений, включающих предшествующие (форшоки) и последующие (афтершоки) толчки. Например, землетрясение, происшедшее на острове Лиса в Средиземном море, длилось три года, общее число толчков за период 1870 по 1873 гг. составило 86 000.

Из огромного числа ежегодных землетрясений только одно имеет магнитуду, равную или более 8, десять - 7-7,9, сто - 6-6,9. Всякое землетрясение с магнитудой свыше 7 баллов может стать крупной катастрофой. Однако оно может остаться незамеченным, если произойдет в пустынном и безлюдном районе. Так, сильнейшая природная катастрофа – Гоби-Алтайское землетрясение (1957 г) – имело магнитуду 8,5, интенсивность 11-12 баллов. Оно осталось почти не изученным, хотя из-за огромной силы, малой глубины очага это землетрясение оставило на поверхности наиболее

полную картину, возникли 2 озера, мгновенно образовался огромный надвиг в виде каменной волны высотой до 10 м, максимальное смещение по сбросу достигло 300 м.

Ниже приведен список сильнейших землетрясений:

- 23 января 1556 — Ганьсу и Шэньси, Китай — 830 000 человек погибло, больше чем после любого другого землетрясения в истории человечества.
- 1692 — Ямайка — превращен в руины г. Порт-Ройял.
- 1693 — Сицилийское землетрясение, погибло 60-100 тыс. жителей.
- 1737 — Калькутта, Индия — погибло 300 000 человек.
- 1755 — Лиссабон — от 60 000 до 100 000 человек погибло, город полностью разрушен.
- 1783 — Калабрия, Италия — от 30 000 до 60 000 человек погибло.
- 1811 — Нью-Мадрид, Миссури, США — город превращен в руины, наводнение на территории в 500 кв. км.
- 1887 — Верный (ныне Алма-Ата), Старший жуз, Российская империя — материальные убытки составили порядка 2,5 млн рублей; были разрушены 1799 каменных и 839 деревянных зданий.
- 1896 — Санрику, Япония — очаг землетрясения был под морем. Гигантская волна смыла в море 27 000 человек и 10 600 строений.
- 1897 — Ассам, Индия — на площади в 23 000 кв. км рельеф изменен до неузнаваемости, вероятно, крупнейшее за всю историю человечества землетрясение.
- 18 апреля 1906 — Сан-Франциско, США – 1 500 человек погибло, уничтожено 10 кв. км города.
- 28 декабря 1908 — Сицилия, Италия – 83 000 человек погибло, превращен в руины г. Мессина.
- 4 января 1911 (22 декабря 1910 по старому стилю) — Верный, (до 1921 — название Алма-Аты) южный склон хребта Заилийский Алатау, Казахстан, Российская империя — сила составляла 9 баллов (магнитуда по шкале Рихтера 8), почти весь

город был разрушен, устояли только единичные постройки, обвалы и запруды на горных реках.

- 16 декабря 1920 — Ганьсу, Китай – 20 000 человек погибло.
- 1 сентября 1923 — Великое землетрясение Канто — Токио и Йокогама, Япония (8,3 по Рихтеру) — 143 000 человек погибло, около миллиона осталось без крова в результате возникших пожаров.
- 6 октября 1939 — Внутренний Тавр, Турция – 32 000 человек погибло.
- 1948 — Ашхабад, Туркменская ССР, СССР, Ашхабадское землетрясение — 110 000 человек погибло.
- 5 августа 1949 — Эквадор – 10 000 человек погибло.
- 1950 — Гималаи – деформирована в горах территория площадью 20 000 кв. км.
- 29 февраля 1960 — Агадир, Марокко – 12 000—15 000 человек погибло.
- 21 мая 1960 — Великое Чилийское землетрясение, Чили, около 10 000 погибло, разрушены города Консепсьон, Вальдивия, Пуэрто-Монтт.
- 26 июля 1963 — Скопье, Югославия – около 2 000 погибло, большая часть города превращена в руины.
- 28 марта 1964 — Великое Аляскинское землетрясение, Анкоридж, Аляска, США – большая часть города превращена в руины, большие оползни, разрушено 300 км железной дороги.
- 26 апреля 1966 — Ташкент, Узбекская ССР, СССР, Ташкентское землетрясение (5,3 по Рихтеру) – сильно разрушен город.
- 31 мая 1970 — Перу – 63 000 человек погибло, 600 000 человек остались без крова.
- 4 февраля 1976 — Гватемала – более 20 000 человек погибло, более 1 млн человек остались без крова.
- 28 июля 1976 — Тянь-Шань, Северо-восточный Китай, Тянь-шаньское землетрясение (8,2 по Рихтеру) — более 655 000 человек погибло.
- 1981 — Сицилия – разрушения во многих населенных пунктах, начал извергаться вулкан Этна.
- 18 сентября 1985 — Мехико, Мексика – сила 8,2 магнитуд по Рихтеру — более 7 500 человек погибло.

- 7 декабря 1988 — Спитакское землетрясение: Армянская ССР, СССР — разрушены города Спитак, Ленинакан и множество поселков, 40 000-45 000 человек погибло, столько же получило увечья.
- 28 мая 1995 — Нефтегорск, Северо-восточный Сахалин (магнитуда — 7,5) 1841 человек погиб.
- 17 августа 1999 — Измитское землетрясение: Турция (магнитуда — 7,6) – погибло 17 217 человек, 43 959 было ранено, около 500 000 осталось без крова.
- 26 декабря 2004 — землетрясение в Индийском океане, от последовавшего цунами погибло 225—250 тысяч человек.
- 12 мая 2008 — Сычуаньское землетрясение — землетрясение в центральном Китае, погибло около 70 000 человек.
- 12 января 2010 — Землетрясение на Гаити, магнитуда 7.0 — произошло 21:53:10 UTC - количество погибших 220 тысяч человек, 300 тыс получили ранения, 1,1 млн лишились жилья.
- 27 февраля 2010 — Сантьяго, Чили, магнитуда 8,8 - произошло в 06:34:14 UTC - минимум 799 человек погибло, более 1,5 млн домов повреждено землетрясением и цунами /142/.

Прогнозирование землетрясений. При прогнозировании землетрясений используется станция прогнозирования ATROPATENA, автоматически и автономно регистрирующая трехмерные изменения гравитационного поля и передающая эту информацию в Центральную Базу Данных, размещенную в США (La Habra). С 2007 года, после начала работы первой станции ATROPATENA-AZ, краткосрочные прогнозы землетрясений регулярно поступали в Президиум Международной Академии Наук, Австрия, Инсбрук, в Пакистанскую Академию Наук (Исламабад, Пакистан) и Университет Гаджа Мада (Джокьякарта, Индонезия). В 2009 году Глобальная сеть по прогнозированию землетрясений (GNFE) начала полноценно функционировать в режиме краткосрочного прогнозирования землетрясений и оперативной передачи этой информации странам участникам Глобальной Сети. Этот факт был широко освещен в российской и международной печати. Одним из принципиальных отличий новой технологии прогнозирования землетрясений является то, что во время прогноза

указывается не только место, сила и время, но и число прогнозируемых сильных землетрясений. На основе анализа и интерпретации записей «гравитограмм» по специальной методике прогнозирования и изучения землетрясений выдает краткосрочный прогноз сильных землетрясений (за 3-7 дней до толчка), который помещается на сайте Центральной Базы Данных (GNFE).

Многочисленные свидетельства из разных частей света говорят, что многие животные (собаки, куры, свиньи, крысы и т.п.) проявляют признаки беспокойства за несколько часов до землетрясения. Местные жители в сейсмоопасных районах доверяют этим признакам.

В конце прошлого века группа известных западных сейсмологов провела сетевые дебаты, главным вопросом которых был «Является ли достоверный прогноз индивидуальных землетрясений реалистичной научной целью?». Все участники дискуссии, несмотря на значительные расхождения в частных вопросах, согласились с тем, что:

- детерминистические предсказания отдельных землетрясений с точностью, достаточной для того, чтобы можно было планировать программы эвакуации, нереальны;
- по крайней мере, некоторые формы вероятностного прогноза текущей сейсмической опасности, основанные на физике процесса и материалах наблюдений, могут быть оправданы /142/.

Даже если бы точность измерений и несуществующая пока физико-математическая модель сейсмического процесса дали возможность с достаточной точностью определить место и время начала разрушения участка земной коры, магнитуда будущего землетрясения остается неизвестной. Дело в том, что все модели сейсмичности, воспроизводящие график повторяемости землетрясений, содержат тот или иной генератор стохастичности, создающий в этих моделях динамический хаос, описываемый лишь в вероятностных терминах. Более явно источник стохастичности качественно можно описать следующим образом. Пусть распространяющийся во время землетрясения фронт разрушения подходит к участку повышенной прочности. От того, будет разрушен этот участок или нет, зависит магнитуда землетрясения. Например, если

фронт разрушения пройдет дальше, землетрясение станет катастрофическим, а если нет, останется небольшим. Исход зависит от прочности участка: если она ниже некоторого порога, разрушение пойдет по первому сценарию, а если выше, по второму. Возникает «эффект бабочки»: ничтожно малое различие в прочности или напряжениях приводит к макроскопическим последствиям, которые нельзя предсказать детерминистически, поскольку это различие меньше любой точности измерений. А предсказание места и времени землетрясения с неизвестной и, возможно, вполне безопасной магнитудой не имеет практического смысла, в отличие от расчета вероятности того, что сильное землетрясение произойдет.

Тем не менее, китайские ученые, казалось бы, достигли огромных успехов в предсказании землетрясений — они в течение нескольких лет производили мониторинг наклон поверхности, уровень грунтовых вод, а также содержание радона (газа) в горных породах. По предположению исследователей, все эти параметры, кроме сезонных изменений, а также многолетнего тренда, должны резко меняться за несколько недель или месяцев перед крупным землетрясением. Ученые предсказали землетрясение 4 февраля 1975 года в густонаселенном Ляолине, жертвами которого могли бы стать миллионы человек. Однако вскоре, как по иронии судьбы, случилось Тянь-шаньское землетрясение (8,2 по Рихтеру) 27 июля 1976 года, которое предсказано не было, а количество жертв (более 650 тысяч) было одним из самых больших в истории наблюдений.

Обзор грядущих землетрясений:

- Западная часть границы между США и Канадой, 2010-2018 гг., 9-9,3 балла.
- Лос-Анджелес и Сан-Франциско в Калифорнии, 2010-2038 гг., 6,7 балла, количество возможных жертв - 5-40 тыс. человек, потенциальный ущерб - \$150 млрд.
- Чили, 2010-2018 гг., 9-9,3 балла.
- Токио, 2010-2054 гг., 7 баллов, количество возможных жертв - несколько тысяч человек.
- Сахалин, 2010-2050 гг., 8-9 баллов, количество возможных жертв - несколько тысяч человек.

- Байкало-Монгольский регион (Иркутская и Читинская области, Республика Бурятия, примыкающая к ней часть Монголии), 2010-2015 гг.
- Северный Тянь-Шань в районе Киргизского хребта к юго-востоку от Бишкека, 2010-2012 гг., 6 баллов.
- Тегеран, 2010-2050 гг., 6-7,5 балла, количество возможных жертв - несколько миллионов человек.
- Кашмир, 2010-2018 гг., 9-9,3 балла.
- Индийский океан возле Андаманских островов, 2010-2018 гг., 9-9,3 балла.
- Бенгальский залив, 2010-2050 гг., 9,3 балла, количество возможных жертв - 500 тыс. - 1 млн человек /142/.

На рис. 1.15 показана карта сейсмических колебаний на Земле в режиме реального времени google map me /145/, на рис. 1.16, 1.17 – примерный характер разрушений дорожных сооружений.

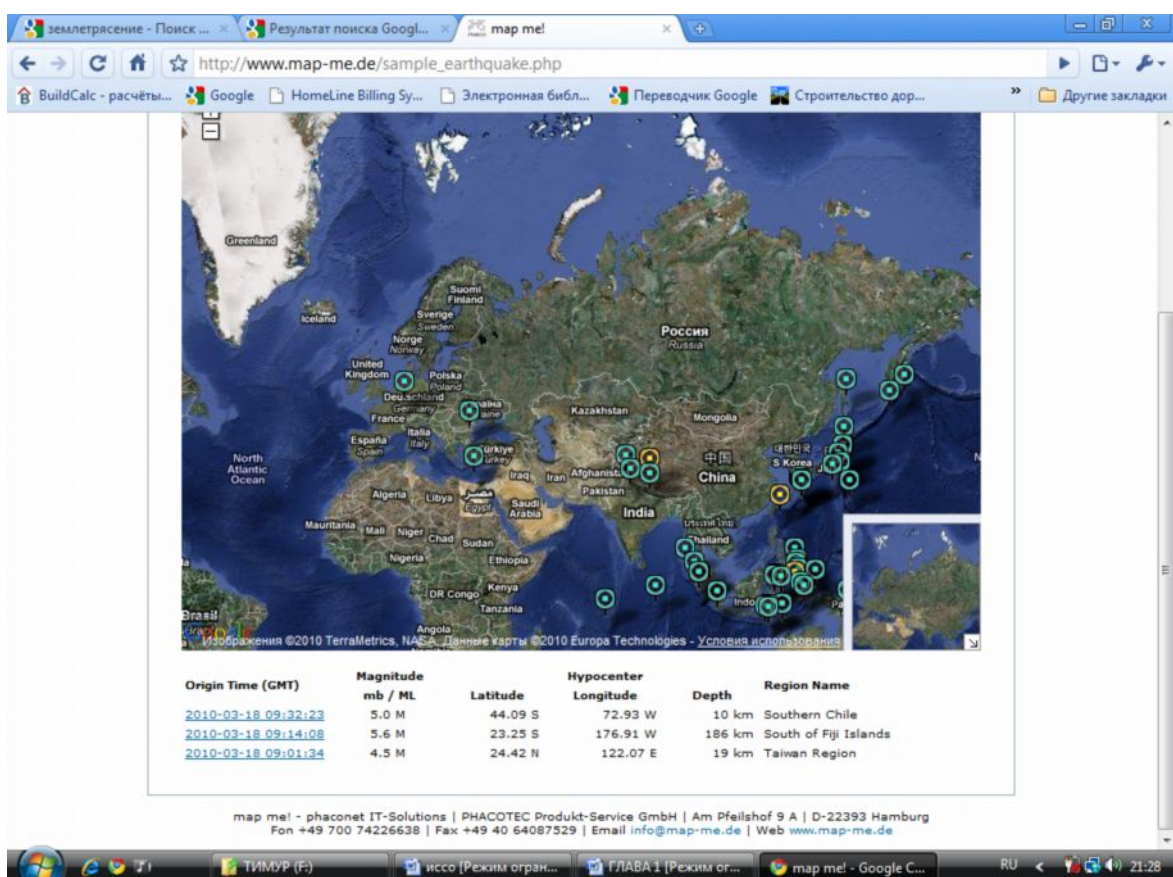


Рис. 1.15. Карта сейсмической активности



Рис. 1.16. Обрушение железобетонного моста в Китае



Рис. 1.17. Обрушение эстакады в Японии

1.3. Вантовые мосты

Железобетонные мосты вантовых систем применяют для перекрытия больших пролетов до 300-350 м. Обычно их возводят на пересечении глубоких рек, устьев рек, морских заливов и проливов, где сооружение опор сложно и дорого. Вантовые мосты сооружают также в городах, так как они имеют хороший экстерьерный вид.

Вантовый мост имеет железобетонные опоры - пилоны, к которым прикреплены металлические ванты из канатов или пучков параллельных проволок (рис.1.18, а). Пилоны работают в основном на сжатие, ванты - на растяжение. Ванты поддерживают железобетонную балку жесткости, по которой и осуществляется движение транспорта.

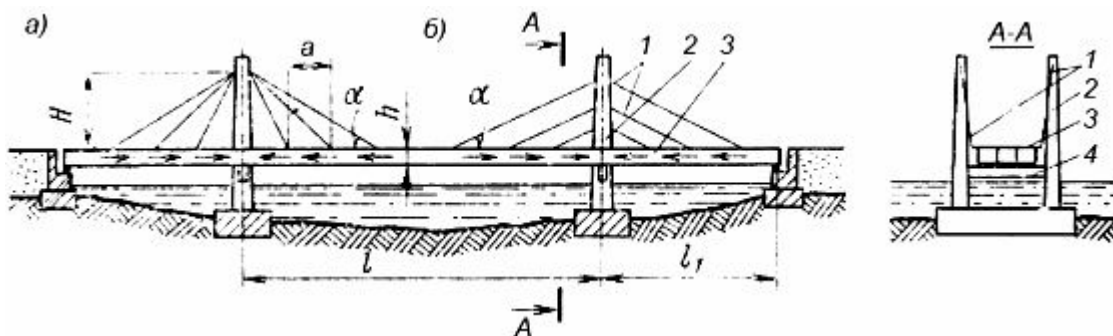


Рис.1.18. Схема вантовых мостов:

1 - ванты; 2 - пилон; 3 - балка жесткости; 4 - поперечная опорная балка

Благодаря прикреплению балки жесткости к вантам во многих точках она работает с меньшими изгибающими моментами и может быть выполнена относительно малой строительной высоты.

Высоту пилонов H вантовых мостов принимают равной $1/3:1/5$ длины центрального пролета моста, боковые пролеты – $0,5:0,8$ от центрального пролета.

Расстояния между точками прикрепления вант к балке жесткости могут в различных схемах изменяться в широких пределах от $5:10$ м до $50:60$ м. В зависимости от частоты расположения вант изменяется высота h балки жесткости, которую почти всегда принимают постоянной по длине пролета. Обычно $h=1/40:1/100$ от длины центрального пролета. Ванты располагают с углом наклона к горизонтали не менее 30° , так как в противном случае в них возникнут большие усилия, а их жесткость сильно уменьшится.

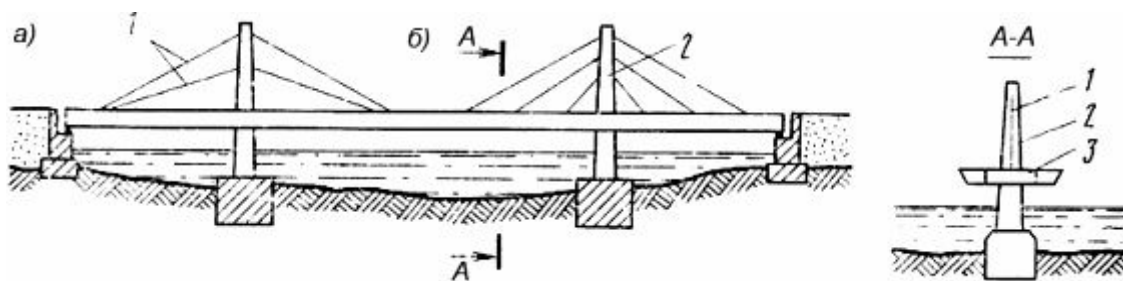


Рис.1.19. Схемы вантовых мостов:

1 - ванты; 2 - пилон; 3 - балка жесткости

Системы расположения вант весьма разнообразны. Ванты могут выходить из одной точки пилона (рис.1.19, а) или располагаться параллельно, подходя к пилому на разной высоте (рис.1.19, б).

Ванты могут выходить из одной точки на балке жесткости (рис.1.20, а) или из разных точек пилона и с разным наклоном (рис.1.20, б). Иногда вантовые мосты сооружают с одним несимметрично расположенным пилоном (рис.1.20, а). Такая схема часто имеет преимущества при строительстве мостов в больших городах.

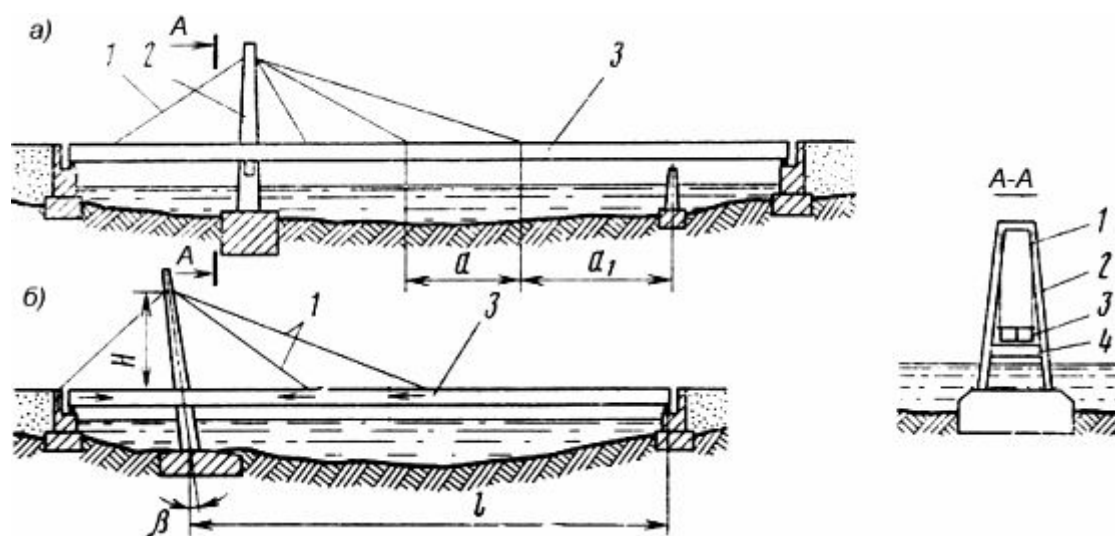


Рис.1.20. Схемы вантовых мостов:

1 - ванты; 2 - пилон; 3 - балка жесткости; 4 - поперечная опорная балка

Пилон вантового моста может быть наклонным к вертикали под углом $10:20^\circ$, чтобы воспринять на себя часть горизонтального усилия от вант основного пролета (рис.1.20, б).

Вантовые мосты в своем большинстве работают как системы с воспринятым распором, когда горизонтальные составляющие усилий в вантах передаются на балку

жесткости. На опоры в этом случае пролетное строение передает только вертикальные усилия.

Возможно крепление вант и в устое моста, особенно в однопилонной схеме (см. рис.1.20, б). Здесь балка жесткости упирается в один из устоев, передавая на него горизонтальное усилие.

Балку жесткости вантового моста выполняют коробчатой конструкции, чтобы улучшить ее работу на кручение от временных нагрузок и воздействия ветра.

Балку жесткости подвешивают на ванты (в поперечном направлении) по ее краям на отдельные пилоны (сечение *A-A* на рис.1.18) или по оси моста (сечение *B-B* на рис.1.19). Для большей жесткости в поперечном направлении пилоны возводят рамной конструкции (сечение *B-B* на рис.1.20). Конструируют и армируют балки жесткости и пилоны по правилам конструирования железобетонных элементов с учетом специфики их работы в вантовых мостах.

В районе Мийо (Франция) применена конструкция вантового виадука (самый высокий мост в мире), пролетное строение которого опирается на 7 опор и поддерживается 154 вантами (11 пар на одной оси) (рис. 1.21). Длина виадука Мийо – 2460 м, ширина – 32 м, высота (по опоре P2) – 343 м, давление на ванты – 900 т, вес дорожного полотна – 36 000 т, вес всего сооружения – 206 000 т, срок эксплуатации – 120 лет, стоимость виадука – 400 млн евро. Локализация производства строительных материалов в Киргизии и низкая оплата труда позволят значительно сократить стоимость устройства виадуков. Также маловероятно в наших геологических условиях использование значительных линейных конструкций, что тоже влечет снижение себестоимости.



Рис. 1.21. Вантовый виадук Мийо, Франция

Рис. 1.22 показывает прямую зависимость возможностей строительства уникальных сооружений при сильной и конкурентоспособной экономике, дальнейшие комментарии излишни.



Рис. 1.22. Вантовый арочный мост, Дубай

1.4. Висячие мосты

Висячий мост — мост, в котором основная несущая конструкция выполнена из гибких элементов (кабелей, канатов, цепей и др.), работающих на растяжение, а проезжая часть подвешена. Висячие мосты часто называют «подвесными», однако в специализированной литературе по архитектуре и строительству термин «подвесной мост» не используется.

Висячие мосты находят наиболее удачное применение в случае большой длины моста, невозможности или опасности установки промежуточных опор (например, в судоходных местах). Мосты такого типа выглядят очень гармонично. Одним из наиболее известных и красивых примеров таких мостов является мост Золотые Ворота, расположенный на входе в бухту Сан-Франциско (рис. 1.23) /142/.



Рис. 1.23. Мост Золотые Ворота, Калифорния, США

Основные несущие тросы (или цепи) подвешивают между установленными по берегам пилонами. К этим тросам крепят вертикальные тросы или балки, на которых подвешивается дорожное полотно основного пролета моста. Основные тросы продолжают за пилонами и закрепляются на уровне земли. Продолжение тросов может использоваться для поддержки двух дополнительных пролетов.

Под действием сосредоточенной нагрузки несущая конструкция может изменять свою форму, что уменьшает жесткость моста. Для избежания прогибов в современных висячих мостах дорожное полотно усиливают продольными балками или фермами, распределяющими нагрузку.

Достоинства висячих мостов. Основной пролет можно сделать очень длинным при минимальном количестве материала. Поэтому использование такой конструкции очень эффективно при строительстве мостов через широкие ущелья и водные преграды. В современных висячих мостах широко применяют проволочные тросы и канаты из высокопрочной стали с пределом прочности 2-2,5 ГН/м², что существенно снижает собственный вес моста /142/.

Висячие мосты могут быть построены высоко над водой, что обеспечивает прохождение под ними даже высоких судов.

Отсутствует необходимость ставить промежуточные опоры, что дает большие преимущества, например, в случае горных разломов или рек с сильным течением. Будучи относительно податливыми, висячие мосты могут без ущерба для целостности

конструкции изгибаться под действием сильного ветра или сейсмических нагрузок, тогда как более жесткие мосты нужно строить более крепкими и тяжелыми.

Недостатки висячих мостов. Из-за недостаточной жесткости моста может потребоваться перекрытие движения при штормовых погодных условиях. Под действием сильного ветра опоры подвергаются действию большого крутящего момента, поэтому для них требуется хороший фундамент, особенно при слабых грунтах. Полотно моста сильно прогибается, если на одном участке сосредоточена нагрузка больше, чем на других. Из-за этого висячие мосты могут использоваться в качестве железнодорожных при соответствующем техническом обосновании и проведении особых конструктивных мероприятий.

Структура конструкции. Основные напряжения в висячем мосте — это напряжения растяжения в основных тросах и напряжения сжатия в опорах, напряжения в самом пролете малы. Почти все силы в опорах направлены вертикально вниз и стабилизируются за счет тросов, поэтому опоры могут быть очень тонкими. Сравнительно простое распределение нагрузок по разным элементам конструкции упрощает расчет висячих мостов.

Под действием собственного веса и веса мостового пролета тросы провисают и образуют дугу, близкую к параболе. Ненагруженный трос, подвешенный между двумя опорами, принимает форму так называемой «цепной линии», которая близка к параболе на почти горизонтальном участке. Если весом тросов можно пренебречь, а вес пролета равномерно распределен по длине моста, тросы принимают форму параболы. Если вес троса сравним с весом дорожного полотна, то его форма будет промежуточной между цепной линией и параболой.

Исторический очерк. Идея применения гибких растянутых элементов растительного происхождения (лианы, бамбук) для перекрытия рек и ущелий возникла, очевидно, на заре человеческого общества. Имеются в достаточной мере достоверные исторические данные о постройке таких мостов в Древнем Египте, Юго-Восточной Азии, Центральной и Южной Америке.

Переход от примитивных конструкций висячих мостов к современным системам относится к XVII—XVIII вв. и связан с именами испанца Веррантиуса, француза Пойе и англичанина Джеймса Финли. Последний получил на свою висячую систему патент.

Первые висячие мосты, оказавшиеся способными соответствовать современным требованиям, были построены в Северной Америке в конце XVIII столетия. Первый висячий мост был построен Джеймсом Финли в Пенсильвании в 1796 г. В начале XIX века в этом штате существовало уже довольно много таких мостов. Самым крупным из них был мост через реку Скулкил (Schuylkill) близ Филадельфии. Британские инженеры последовали примеру американцев, в результате чего на протяжении первой четверти XIX века было построено много таких мостов и в Англии. Крупнейший из них — мост Менай, соединяющий берег Уэльса с островом Англси, со средним пролетом 165 м был спроектирован и построен Томасом Тельфордом. Строительство велось с 1822 по 1826 гг.

В XX веке было построено большое количество висячих мостов, основные достижения технологии их строительства таковы:

- В 1930 г. в Детройте построен висячий мост длиной 564 м, вышедший на первое место среди всех систем мостов по длине пролета, превзойдя Квебекский мост с пролетом 548 м (металлическая консольно-подвесная ферма).
- В 1931 г. построен мост через Гудзон длиной 1067 м, — первый мост, превзошедший километровый пролет, окончательно закрепивший превосходство висячих систем.
- В 1937 г. в Сан-Франциско построен мост Золотые Ворота, длина 1280 м, предмет национальной гордости американцев (на праздновании 50-летия моста в 1987 г. собралось 150 000 человек), получивший много призов за красоту, имеющий особый эффект от оранжевого кабеля на фоне голубого океана.
- В 1965 г. в Нью-Йорке построен «Мост Верразано», длина 1298 м, — последний американский мировой рекорд, остающийся до сих пор рекордом Америки.
- В 1997 г. в Японии между островами Сикоку и Хонсю построен мост Акаси-Кайкё, который дважды вошел в книгу рекордов Гиннесса: как самый длинный подвесной мост — длина одного его пролета составляет 1991 м — и как самый высокий мост (до строительства виадука Мийо во Франции), так как его пилоны поднимаются на 297 м, что выше девятиэтажного дома. Общая же

протяженность этого уникального трехпролетного сооружения составляет 3910 м. Несмотря на огромные размеры моста, его конструкция достаточно прочна, чтобы выдержать порывы ветра до 80 м в секунду и землетрясения до 8 баллов по шкале Рихтера, которые нередки на Дальнем Востоке (рис. 1.24) /142/.



Рис. 1.24. Мост Акаси-Кайкё, Япония

Висячие мосты в СССР (РФ). В России существует не очень много висячих мостов. В Петербурге подобная конструктивная схема была использована при строительстве небольших мостов через Мойку, Канал Грибоедова и Фонтанку: Египетского, Почтамтского, Банковского, Львиного и др. Новый Большой Обуховский мост и его брат-близнец, единственные неразводные мосты через Неву, на самом деле не висячие, а вантовые. В Красноярске построен вантовый пешеходный мост шириной около 10 м и длиной 550 метров.

Одним из наиболее известных советских (российских) висячих мостов является Крымский мост через Москва-реку. Свое название мост унаследовал от когда-то существовавшего на месте моста Крымского брода, через который переправлялись татары при набегах на Москву. Построенный в 1938 г. общей длиной в 688 м он в то время вошел в первую шестерку мостов Европы по длине речного пролета — 168 м. Тип конструкции, который использовали инженер Б.П.Константинов и архитектор А.В.Власов при проектировании Крымского моста, очень редко встречается в мировой практике. Его пилоны стоят отдельно и поверху не соединены. Несмотря на то, что вес металлических конструкций Крымского моста достигает 10 000 т, мост кажется очень

легким. И хотя Крымский мост уже стал одной из визитных карточек Москвы, в мировой таблице о рангах он занимает более чем скромное место.

В настоящее время в Москве закончено строительство уникального моста, не имеющего аналогов в мире — вантовый мост особой конструкции, где пилон выполнен в виде огромной арочной конструкции, перекинутой с одного берега на другой. Живописный мост является частью нового Краснопресненского проспекта.

В Киргизии нет висячих мостов, также как и вантовых, строительство подобных сооружений очень дорого, хотя известно, что капитальные вложения в масштабные инфраструктурные проекты позволят экономике нашей страны получить своего рода «катализатор» для динамичного развития экономики.

Самые длинные висячие мосты. Длина моста считается по длине основного пролета (свыше 1000 метров).

- Мост Акаси-Кайкё, Япония, 1991 м, построен в 1998.
- Мост Шихумен, Китай, 1650 м, построен в 2009 (в эксплуатацию не сдан).
- Мост Большой Бельт, Дания, 1624 м, построен в 1998.
- Мост Ранянг, Китай, 1490 м, построен в 2005.
- Мост Хамбер, Англия, 1410 м, построен в 1981 (был самым большим с 1981 до 1998).
- Мост Янгунь, Китай, р. Янцзы, 1385, построен в 1997.
- Мост Цзин Ма, Гонконг. 1377 м, построен в 1997 (с железнодорожными путями и метро).
- Мост Верразано, США, 1298 м, построен в 1964 (был самым большим с 1964 до 1981).
- Золотые Ворота, США, 1280 м, построен в 1937 (был самым большим с 1937 до 1964).
- Мост Хёга Кустен, Швеция, 1210 м, построен в 1997.

- Мост Макинак, США, 1158 м, построен в 1958.
- Мост Минами Бисан-Сето, Япония, 1118 м, построен в 1988.
- Мост Султана Мехмеда Фатиха, Турция, 1090 м, построен в 1988 .
- Босфорский мост, Турция, 1074 м, построен в 1973.
- Мост Джорджа Вашингтона, США, 1067 м, построен в 1931 (был самым большим с 1931 до 1937).
- Мост Курусима-3, Япония, 1030 м, построен в 1999.
- Мост Курусима-2, Япония, 1020 м, построен в 1999.
- Мост Винте э Синко де Абрил, Португалия, 1013 м, построен в 1966.
- Фортский мост, Великобритания, 1006 м, построен в 1964 /142/.

Мост через Мессинский пролив с центральным пролетом 3300 м соединит Италию и Сицилию, но его строительство еще не началось. Также планируется создание мостов через Гибралтарский пролив и через Суданский пролив, где длины пролетов будут достигать нескольких километров. Мост через Бухту Измит (Мраморное море, Турция) с длиной основного пролета 1668 м может стать вторым по длине в мире, но по состоянию на июнь 2009 года его строительство находится на стадии разработки проекта.

1.5. Тоннели

Тоннель — горизонтальное или наклонное подземное или подводное сооружение, имеющее два выхода на поверхность, сооружаемое с транспортными и иными целями.

Тоннель может быть пешеходным, для движения автомобилей или поездов, трамваев, перемещения воды (деривационные тоннели гидроэлектростанций, канализационные коллекторы), прокладки сетей городского хозяйства и т.п. Существуют также так называемые экологические тоннели. Они прокладываются под автомобильными или железными дорогами и служат для того, чтобы животные могли безопасно перемещаться в поперечном направлении.

Основная часть метро также проложена в виде тоннелей (название употребляется традиционно, несмотря на то, что линии метро в большинстве случаев не имеют выходов на поверхность). Чтобы избежать пересечений линии метро прокладывают на различной глубине (уровне).

Тоннели строят для преодоления природных препятствий (например, тоннели под горами), для сокращения пути (тоннель через гору вместо дороги вокруг), для сокращения времени движения (тоннель вместо паромной переправы). Тоннели под водными преградами часто строят вместо мостов там, где мосты могли бы помешать проходу судов. Также тоннели строят во избежание пересечения разных транспортных потоков на одном уровне (подземные переходы, тоннели вместо железнодорожных переездов, тоннели как часть автомобильных развязок и тому подобное).

Первый в мире автомобильный тоннель был построен в 1927 году в США под рекой Гудзон. Он связал Кеннел-стрит на Манхэттене в Нью-Йорке с 12-й и 13-й улицами Джерси-сити.

Первый железнодорожный тоннель в России построен в 1862 г. в городе Ковно (длина 1,28 км). После него было сооружено множество тоннелей на железных дорогах Урала, Кавказа и Крыма. Значительное развитие тоннелестроение получило в СССР в связи с интенсивным железнодорожным строительством, созданием сети ГЭС, сооружением метрополитенов и объектов городского подземного хозяйства. Первый автомобильный тоннель в СССР был сооружен в Москве на Кутузовском проспекте в 1959 году, почти одновременно с ним был сооружен и пешеходный тоннель.

Для строительства тоннеля необходима выработка — искусственная пустота в земной коре. В устойчивых породах выработку обычно оставляют без закрепления, в неустойчивых — сооружают временную крепь, основными элементами которой являются рошпаны, а затем обделку. Обделка является важнейшим элементом тоннеля, воспринимающим давление окружающих горных пород и обеспечивающим гидроизоляцию тоннеля. Участки тоннеля, находящиеся возле его выходов, называются порталами. Порталы придают архитектурный вид входам в тоннель на фоне окружающего ландшафта.

Закрытые способы строительства тоннелей применяются как для строительства тоннелей глубокого (>20 м), так и мелкого залегания. В зависимости от того, в какой

породе располагается тоннель, выбирают ту или иную технологию строительства. К закрытым способам относят:

- щитовой — при помощи щита проводится разработка грунта на полное сечение, а затем сооружение обделки тоннеля;
- способ сплошного забоя — грунт разрабатывается в забое на полное сечение, а затем с помощью временных креплений возводится обделка тоннеля;
- горный — грунт разрабатывается по частям, а далее по частям с помощью временных креплений возводится обделка.

Открытые способы применяются, как правило, для возведения тоннелей мелкого залегания. По сравнению с закрытыми способами открытые отличаются относительной дешевизной строительства, но при использовании требуют обязательного перекладывания дорог и коммуникаций, находящихся над тоннелем. К открытым способам относят:

- котлованный способ — разрывается котлован на полную ширину тоннеля до уровня его подошвы. Стены котлована либо оставляют под углом естественного откоса грунта, либо укрепляют в вертикальном положении. Обделку сооружают в котловане, который затем засыпают грунтом. Данный способ применялся при строительстве метро в Берлине и поэтому иногда называется «берлинским»;
- траншейный способ — котлован разрывается по частям, стены возводят методом «стены в грунте». Таким способом часто строят пешеходные тоннели;
- щитовой способ — для возведения используется прямоугольный щит, аналогичный тому, что используется при закрытом способе. С его помощью возводят обделку тоннеля.

При сооружении тоннелей в сложных инженерных условиях используют различные специальные методы (дренаж, замораживание грунтов, кессонный способ с применением сжатого воздуха и пр.).

Самые длинные тоннели. Готтардский базовый тоннель (Gotthard) — крупнейший строящийся тоннель за всю историю Европы, запланированная протяженность — 57 км

(включая служебные и пешеходные ходы — 157 км), что делает его самым длинным железнодорожным тоннелем в мире. Проект планируется завершить в 2015 г.

Самым длинным на сегодня является японский тоннель «Сейкан», соединяющий острова Хонсю и Хоккайдо. Тоннель открыт для движения 13 марта 1988 года.

Лердальский тоннель в Норвегии имеет протяженность 24,5 километра. Открыт в 2000 году.

«Евротоннель», проложенный под Ла-Маншем между Фолкстоуном (графство Кент, Великобритания) и Кале (Франция). Несмотря на то, что этот тоннель уступает по общей протяженности тоннелю «Сейкан», его подводный участок (около 39 км) на 14,7 км длиннее подводного участка железнодорожного тоннеля «Сейкан». Тоннель под Ла-Маншем официально открыт в 1994 г.

Самым длинным сухопутным тоннелем является Лёчберг на линии Берн — Милан, который находится в Швейцарии. Его длина 34 километра. Он соединяет район Берна и Интерлакена с районом Брига и Церматта.

Самые глубокие тоннели. Эйксуннский тоннель в Норвегии, открытый в феврале 2008 года, достигает глубины 287 м ниже уровня моря. Максимальный уклон дорожного полотна достигает 9,6 %, минимальная толщина скалы над тоннелем — 50 м.

По состоянию на 2010 г. на сети железных дорог России эксплуатировалось 162 тоннеля общей протяженностью 119 километров. Наибольшее количество тоннелей сконцентрировано на Кругобайкальской железной дороге.

Самым длинным железнодорожным тоннелем в России считается Северо-Муйский тоннель, являющийся частью Байкало-Амурской магистрали и открытый 5 декабря 2003 г. Тоннель имеет протяженность в 15 343 м и проходит под Северо-Муйским хребтом (максимальная глубина 1,5 км). Строительство заняло 27 лет. Самым же длинным железнодорожным подводным тоннелем в Российской Федерации является тоннель под Амуром в Хабаровске.

Тоннель «Сейкан», железнодорожный тоннель в Японии, длиной 53,85 км с подводным фрагментом длиной 23,3 км. Тоннель опускается на глубину около 240 метров, на 140 метров ниже уровня морского дна. Это самый длинный тоннель в мире, хотя у тоннеля под Ла-Маншем между Англией и Францией более длинная подводная часть. Он пролегает под Сангарским проливом, соединяя префектуру Аомори на

японском острове Хонсю и остров Хоккайдо, как часть линии железнодорожной компании Хоккайдо (рис. 1.25, 1.26, 1.27) /142/.

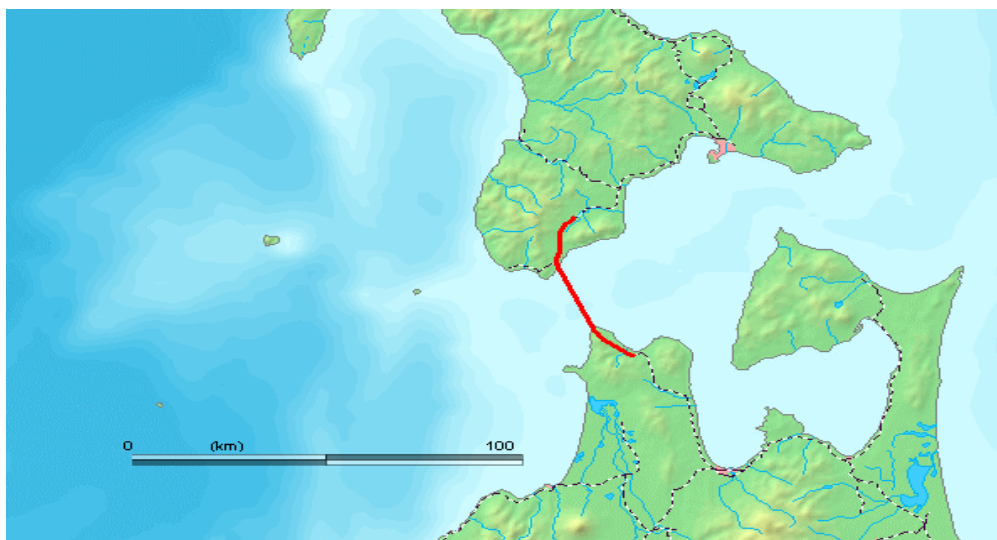


Рис. 1.25. Линия тоннеля Сейкан

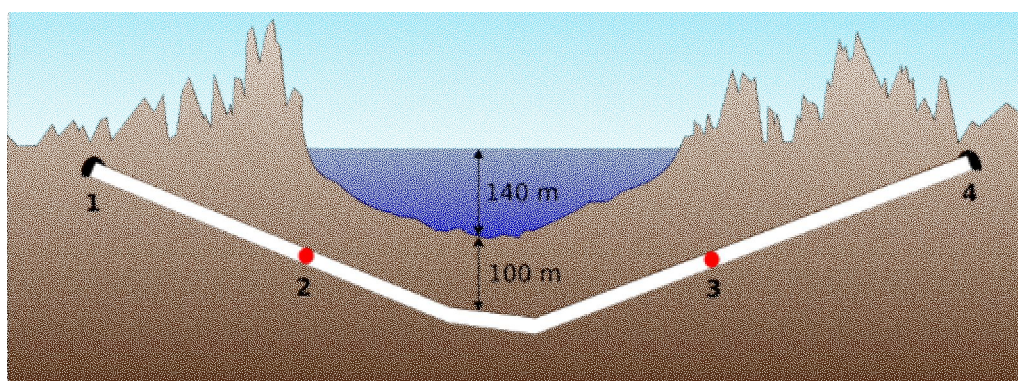


Рис. 1.26. Продольный вид тоннеля Сейкан

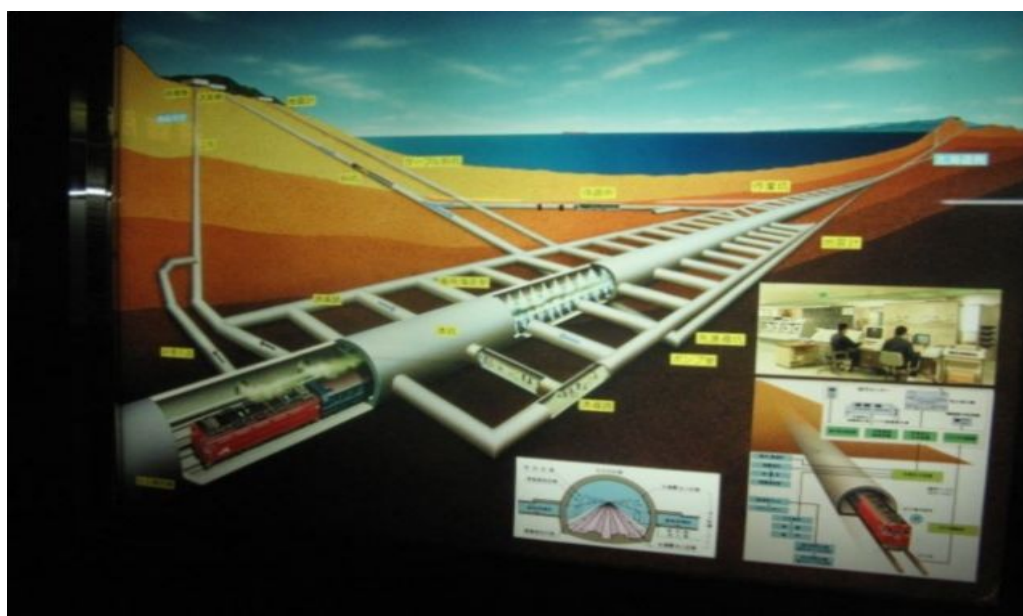


Рис. 1.27. Разрез тоннеля Сейкан

«Евротоннель», тоннель под Ла-Маншем — железнодорожный тоннель, проходящий под проливом Ла-Манш и соединяющий континентальную Европу с Великобританией. Одно время он удерживал звание самого протяженного тоннеля в мире, в этом качестве его сменил тоннель «Сейкан». Был открыт 6 мая 1994 года.

Тоннель имеет протяженность около 51 км, из них 39 км непосредственно на дне моря. Американское общество инженеров-строителей (American Society of Civil Engineers) объявило «Евротоннель» одним из семи чудес света современности /142/.

Главным подрядчиком строительства тоннеля стал англо-французский консорциум Trans Manche Link, состоящий из десяти строительных компаний и пяти инвестиционных банков обеих стран-участниц. Для строительства тоннеля были разработаны 11 специальных проходческих щитов с диаметром ротора 8 метров. Во время работы ротор вращался с частотой 2-3 оборота в минуту (рис. 1.28).



Рис. 1.28. Проходческий щит «Евротоннеля»

За время строительства было изъято 8 миллионов кубометров породы. Каждая сторона распорядилась своей частью по-своему. Французы смешали грунт с водой и вывезли полученную массу обратно в море. А из породы, вынутой англичанами, на британском берегу был образован искусственный мыс Шекспира площадью 36 гектаров, на котором впоследствии был устроен парк.

6 мая 1994 года Евротоннель был торжественно открыт лидерами государств-участников — королевой Великобритании Елизаветой II и президентом Франции Франсуа Миттераном. Спустя 8500 лет со времен последнего ледникового периода стало вновь возможным перейти посуху из континентальной Европы в Великобританию. Продольный разрез «Евротоннеля» показан на рис. 1.29.

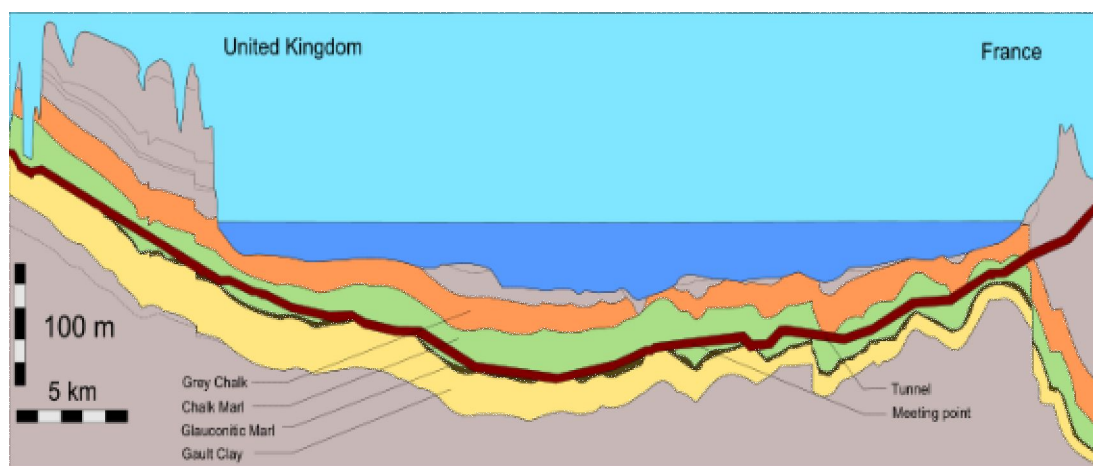


Рис. 1.29. Продольный разрез «Евротоннеля»

«Евротоннель» состоит из трех тоннелей — двух основных, имеющих рельсовый путь для поездов, следующих на север и юг, и одного небольшого служебного тоннеля. Служебный тоннель через каждые 375 метров имеет проходы, объединяющие его с основными. Он разработан для доступа к основным тоннелям обслуживающего персонала и аварийной эвакуации людей в случае опасности (рис. 1.30).

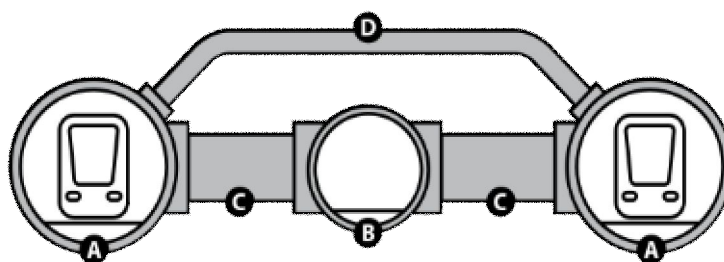


Рис. 1.30. Поперечный разрез «Евротоннеля»

Каждые 250 метров оба основных тоннеля соединяются между собой особой системой вентиляции, расположенной сверху служебного тоннеля. Эта система воздушных шлюзов позволяет свести на нет поршневой эффект, образуемый движущимися поездами, распределяя воздушные потоки в соседний тоннель. Все три тоннеля имеют две развязки, позволяющие поездам беспрепятственно перемещаться между тоннелями.

Максимальная скорость, достигаемая поездом, равна 350 км/ч, из-за чего рельсы в момент прохождения поезда нагреваются до сотен градусов. Для их охлаждения построена специальная система: на обоих концах линии для циркуляции охлаждающей жидкости построены две рефрижераторные станции.

Для «Евротоннеля» построена линия TGV LGV Nord Europe, благодаря чему из Парижа в Лондон можно добраться за 2 часа 15 минут. Сам тоннель поезда компании Eurostar преодолевают за 20 минут, а Shuttle — за 35 минут.

Перспективный тоннель под Беринговым проливом — проект соединения Евразии и Северной Америки (Чукотки и Аляски) железнодорожным тоннелем под Беринговым проливом (рис. 1.31) /142/.

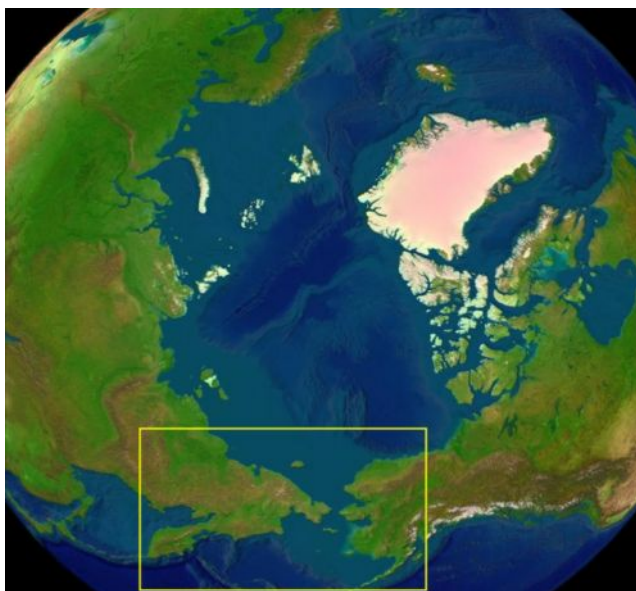


Рис. 1.31. Берингов пролив

Реализация проекта такого масштаба потребует кооперации нескольких заинтересованных государств (США, России, Китая, Японии, Южной Кореи). Совместное строительство позволит снизить международную напряженность.

Во время строительства будут опробованы и изобретены многие технологии и разработки в области машиностроения, транспорта и т. д. Магистраль станет крупнейшим транспортным коридором в мире. Она придет на смену другим транспортным путям (например, морской путь из Китая и Японии в США). Впервые в истории человечества будут соединены две части света. Строительство магистрали даст доступ к богатым ресурсам Аляски и Якутии.

В случае осуществления данного проекта Россия станет крупнейшим в мире транспортным узлом. При условии модернизации существующих путей сообщения и при условии обеспечения безопасного и высокоскоростного движения данная магистраль будет вне конкуренции на фоне морского сообщения. Многие склонны считать, что при возможности сухопутного пересечения границы России и США в разы увеличится поток туристов в обоих направлениях.

История проекта. Губернатор штата Колорадо (США) Уильям Гилпин впервые высказывает идею соединить Северную Америку и Евразию железнодорожной паромной связью. Идея была поддержана руководителем Союза тихоокеанских дорог США и входит в «план Харримана». В 1891—1916 годы Россия построила Транссибирскую железнодорожную магистраль — крупнейшую железнодорожную трассу в мире. Ее длина составляет 9 тысяч километров. В начале XX века проект был одобрен Николаем II, премьер-министром Витте, военным и финансовым министерствами. Правительство дважды принимало решение о реализации проекта, но, в силу непреодолимых обстоятельств, он так и остался нереализованным. Проводились изыскательские работы и технико-экономическое обоснование проекта под руководством Лойк-де-Лобеля (Франция) и Уоделла (США). Проект был признан технически реализуемым и экономически обоснованным. Известный исследователь Аляски Лойк-де-Лобель обращался к техническому императорскому обществу России с идеей проекта и предложением произвести разведку трассы от Якутска до Берингова пролива и далее до Аляски.

В 1918 году на заседании ВЦИК В. И. Ульянов-Ленин поставил подпись на решении о строительстве железных дорог в восточных и северных частях РСФСР, в том числе в направлении к Берингову проливу, с целью ускоренного освоения природных ресурсов. В 1930—1950 годы реализуется проект строительства Северо-Сибирской железнодорожной магистрали от Воркуты до Анадыря (Трансполярная магистраль). Построено 1700 километров путей. В 1960-е годы американские инженеры высказывают предположение об объединении энергосистем СССР и США через тоннель. Реализация мультитранспортного коридора ICL — World Link, включающего ЛЭП, создает предпосылки создания «энергетического моста» СССР — Америка. Экспертные оценки предрекают экономию в 20 миллиардов долларов ежегодно.

В 1990-е годы проект обсуждался на крупных международных конференциях в Вашингтоне, Москве, Анкоридже, Новосибирске, Фэрбенксе, а также на конференции в ООН по глобальным проектам в Барселоне, конференции по морским тоннелям в Норвегии, конференции по проблемам Арктики в Финляндии, по проблемам арктических побережий в Магадане, по менеджменту крупных проектов в Норвегии, на встрече управленческого и инженерного персонала железных дорог НАФТА в Монреале.

В Вашингтоне (США, 1991 г.) зарегистрирована Международная некоммерческая корпорация «Interhemispheric Bering Strait Tunnel and Railroad Group» (IBSTRG), российское название — «Трансконтиненталь».

Учредителями корпорации с американской стороны выступили штат Аляска, Американская ассоциация железных дорог, Ассоциация малых народов, владеющая землей в районе Берингова пролива, крупные железнодорожные, строительные и консалтинговые компании, фирмы, специализирующиеся в области добычи и переработки сырья. В России зарегистрировано российское отделение Корпорации IBSTRG и создан Координационный научно-технический совет. В 1996 году Правительство США выделило бюджет размером 10 миллионов долларов на исследования по проекту ICL — World Link.

В Анкоридже (США, штат Аляска) прошло совещание рабочей группы по сотрудничеству «Российский Дальний Восток — Западное побережье США» в рамках межправительственной комиссии возглавляемый А.Гором и В.Черномырдиным. По итогам работы группы России и США рекомендовано поддержать программу исследований по проекту, как «имеющему большой потенциал...». Проект включен в состав приоритетных программ Комитета по сотрудничеству Стран Азиатско-Тихоокеанского Региона (АТР). Штат Аляска принял специальное постановление о резервировании земель под трассу будущей дороги.

2007 год, март, в рамках реализации федеральной целевой программы «Развитие Дальнего Востока и Забайкалья» премьер-министр Михаил Фрадков одобрил решение о строительстве дороги Беркакит — Томмот — Якутск (АЯМ) до Магадана (Колымский тракт), являющейся важным элементом проекта «ICL — World Link» на территории России.

10 апреля 2007 г. Президент РФ Владимир Путин рассмотрел и принципиально одобрил стратегию развития железнодорожного транспорта России на период до 2030 года, предусматривающую строительство трансконтинентальной железнодорожной магистрали Правая Лена — Зырянка — Уэлен протяженностью свыше 3,5 тысячи километров с выходом к Беринговому проливу. Эта магистраль — ключевой элемент проекта ICL — World Link на территории России.

В Москве состоялась Международная конференция «Трансконтинентальная магистраль Евразия — Америка через Берингов пролив». В работе форума приняли участие ряд чиновников министерств и ведомств РФ, руководители субъектов РФ, представители бизнеса и экспертных сообществ из России и 12 зарубежных стран. Участники конференции приняли обращение к главам правительств России, США, Канады и других стран с предложением подписать совместное межгосударственное соглашение об изучении и реализации проекта ICL — World Link и проект Меморандума «О ВЗАИМОДЕЙСТВИИ государств G8 в сфере строительства трансконтинентальной магистрали Евразия — Америка с тоннелем через Берингов пролив ICL — World Link /142/.

30 мая 2008 г. газета Sunday Times сообщила, что по информации из неназванных источников вопрос о строительстве тоннеля между Чукоткой и Аляской может быть поднят на ближайшей встрече Владимира Путина и Джорджа Буша (на тот момент оба являлись президентами). Эту информацию косвенно подтвердил факт инвестиций бывшего губернатора Чукотки Романа Абрамовича в самую большую в мире щитовую машину для проходки тоннелей.

Критики проекта утверждают, что проект превышает современные технические возможности. Расстояние между берегами пролива в наиболее узкой точке довольно велико (86 км).

Сторонники проекта приводят следующие аргументы:

Расстояние до острова Ратманова существенно меньше, чем длина самого длинного в мире (53,9 км) тоннеля «Сейкан», соединяющего японские острова Хонсю и Хоккайдо.

Публично объявленный проект строительства 180-километрового подводного тоннеля, соединяющего Японию и Южную Корею, дает основания считать, что строительство 90—100 км тоннеля под Беринговым проливом тем более реализуемо, учитывая, что по степени сейсмической опасности и необходимой глубине залегания проект тоннеля между Евразией и Америкой выглядит намного более простым.

Утверждается, что расходы на достройку Евразийского плеча железнодорожного пути от Чукотки до Транссиба несоразмерно велики и никогда не окупятся (достройка недостающих участков железной дороги на территории США и Канады выглядит существенно менее затратной, но тоже довольно дорогой).

Эти претензии во многом справедливы, однако критики обычно предлагают для рассмотрения не вполне корректно проведенные маршруты, идущие через Горную Якутию или вдоль побережья Охотского моря через Магадан.

Между тем, еще по утвержденным во времена СССР планам развития железнодорожной сети предполагалось строительство ответвления БАМа в сторону Якутска (АЯМ), которое в настоящий момент почти построено (для того, чтобы довести линию до Якутска, осталось достроить менее 300 км), и последующее продление железной дороги по бассейну Лены в обход Горной Якутии для обеспечения строительства Ленского каскада ГЭС.

Другим важным моментом критических выступлений является имеющаяся в настоящее время недозагруженность Транссиба и БАМа, невысокая конкурентоспособность этих путей по сравнению с морскими перевозками. Выстраиваемая аналогия очевидна, но сторонники проекта предлагают считать, что это положение является временным и будет исправлено по мере коммерциализации российских железных дорог, проходящих сейчас реформу, и после установления сквозного железнодорожного сообщения с Южной Кореей.

1.6. Аэродромы

Аэродром — земельный или водный участок с воздушным пространством, сооружениями и оборудованием, обеспечивающими взлет, посадку, руление, размещение и обслуживание самолетов, вертолетов и планеров. Он оборудован одной или несколькими взлетно-посадочными полосами. Аэродром состоит из летного поля и комплекса управления воздушным движением. В соответствии с руководящими документами ИКАО классификация аэродромов осуществляется по кодовому обозначению.

Кодовое обозначение состоит из двух элементов. Элемент 1 является номером, основанным на длине летной полосы, а элемент 2 является буквой, соответствующей размаху крыла самолета и расстоянию между внешними колесами основного шасси в соответствии:

Кодовый элемент 1 – Кодовый номер, Длина ВПП

1 < 800 м

- 2 800—1200 м
- 3 1200—1800 м
- 4 > 1800 м

Кодовый элемент 2 – Кодовая буква , размах крыла, колея основного шасси

A	< 15 м	< 4,5 м
B	15—24 м	4,5—6 м
C	24—36 м	6—9 м
D	36—52 м	9—14 м
E	52—60 м	9—14 м

Аэродромы разделяются на 6 классов: А — 3200 х 60, Б — 2600 х 45, В — 1800 х 42, Г — 1300 х 35, Д — 1000 х 28, Е — 500 х 21.

По взлетной массе принимаемых самолетов:

вне класса (без ограничения массы) — Ан-124, Ан-225, А380 и т. п.

1-го класса (75 т и более) — Ту-154, Ил-62, Ил-76 и т. п.

2-го класса (от 30 до 75 т) — Ан-12, Як-42, Ту-134 и т. п.

3-го класса (от 10 до 30 т) — Ан-24, Ан-26, Ан-72, Ан-140, Як-40 и т. п.

4-го класса (до 10 т) — Ан-2, Ан-3Т, Ан-28, Ан-38, Л-410, М-101Т и т. п.

У аэродромов вне класса длина ВПП составляет обычно 3500-4000 м, 1 класса — 3000-3200 м, 2 класса — 2000—2700 м, 3 класса — 1500—1800 м, 4 класса — 600—1200 м. Гражданские аэродромы 3 и 4 класса относятся к аэродромам местных воздушных линий (МВЛ).

В последние годы для обозначения военных аэродромов в СМИ стал нередко применяться термин авиабаза, заимствованный из английского языка (air base), где он активно используется (особенно в США). Однако официально в авиации Киргизии и других стран СНГ применяется только термин аэродром (государственный аэродром, аэродром государственной авиации).

Общий вид аэродромов проиллюстрирован на рис. 1.32, 1.33.



Рис. 1.32. Аэродром на реконструированном острове



Рис. 1.33. Аэродром на искусственной насыпи

1.7. Лавинозащитные галереи

Наиболее распространенными сооружениями для защиты автомобильных и железных дорог являются лавинозащитные галереи. Галереи начали сооружать еще в середине XVIII в. в Альпийских горах, и на сегодняшний день данные сооружения

получили наибольшее распространение в странах Западной Европы (Альпийские государства). На постсоветском пространстве галереи получили распространение на Кавказе и в Средней Азии. Сооружение галерей предпочтительнее устройства других противолавинных сооружений, так как они обеспечивают все требования по безопасности дорог. Различают галереи арочного, балочного, консольного и рамного типов (рис. 1.34). Выбор типов галерей зависит от морфологии лавиноопасного участка, грунтовых условий и технико-экономического обоснования /34, 58, 59/.

Галереи арочного типа рекомендуются строить на участках дорог, проложенных в узких горных долинах, где лавины сходят со склонов с обеих сторон дороги, а также на участках, где лавинные конусы имеют высоту 8-15 м и более. Ввиду большого распора арочные конструкции требуют прочного основания /34, 36, 37, 42, 50/.

Галереи балочного типа рекомендуются для строительства в полувыемках на косогорных участках дорог, колонны с низовой стороны можно опереть на прочный грунт, а с верховой стороны нет опасности сползания грунта. Перекрытие галереи должно служить продолжением склона или образовывать с ним небольшой угол. Стена галереи с верховой стороны служит подпорной стеной, и ее конструкция должна обеспечивать устойчивость против опрокидывания и сдвига.

Применение галерей рамного типа позволяет сократить объем стен и уменьшить размеры элементов конструкции. Такие галереи рекомендуются строить в сейсмических районах и на участках дорог, пересекающих косогоры, если грунт засыпки имеет небольшой угол внутреннего трения, а на галерею передается значительная сила трения лавины о засыпку в пределах призмы активного давления грунта.

Галереи консольного типа строят на косогорных участках дорог при слабом грунтовом основании с низовой стороны. Галереи такой конструкции должны не только хорошо сопротивляться изгибающим усилиям, но и обеспечивать прочность консоли. Фундамент подпорной стены должен опираться на прочный грунт.

Ввиду высокой стоимости галерей нужно стремиться к сокращению их длины с применением направляющих стен или дамб /26, 27, 135/. В случае, если имеется достаточный бюджет строительства и при положительном экономическом обосновании можно обойтись без применения дополнительных сооружений с тем, чтобы увеличить длину галерей. В зависимости от условий местности выбирают монолитный или сборный

вариант строительства, но по технологическим соображениям сборный вариант предпочтительнее.

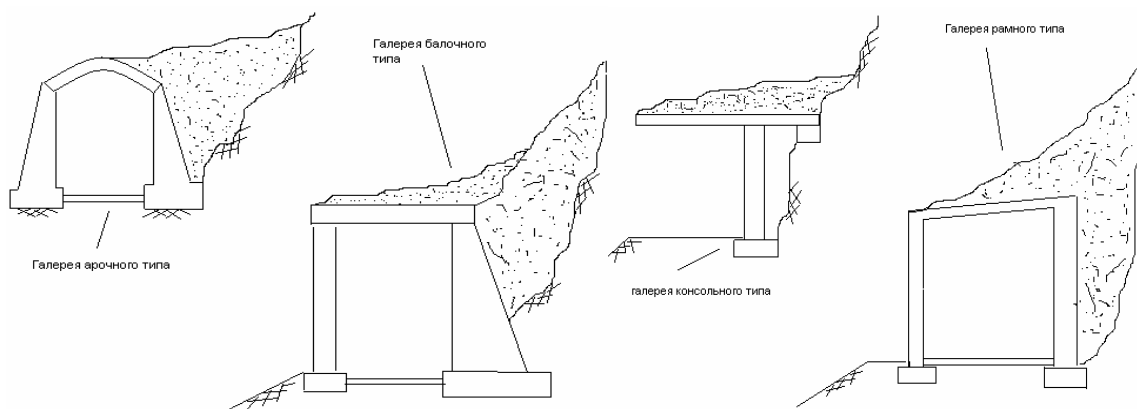


Рис. 1.34. Конструктивные схемы галерей

Лавинозащитные галереи, мостовые сооружения и другие искусственные сооружения нашли отражение в трудах А.Х.Абдужабарова, И.И.Бройда, В.П.Волкова, М.Е.Гибшмана, С.О.Зега, Н.М.Ройншвили, А.В.Рухадзе, К.Х.Толмачева, В.И.Ядрошникова. Названные авторы внесли огромный вклад в развитие строительной науки в части не только защитных галерей, но и всех искусственных сооружений. Опыт зарубежных авторов, инженеров и архитекторов позволяет более полно рассматривать область строительной науки и вести научную работу по существу. Их научные исследования позволили произвести стандартизацию конструкций защитных галерей и других искусственных сооружений, что дает возможность другим авторам производить изыскания с целью поиска новых решений и конструкций мостовых сооружений, защитных галерей, тоннелей и других инженерных сооружений. В следующих главах настоящей работы будут представлены концептуальные технические решения для некоторых искусственных сооружений и их гибридные конструктивные схемы /50/.

Западный опыт строительства противолавинных галерей основан на трудах и разработках /155, 156, 157, 158/.

ВЫВОДЫ

по первой главе

В результате обзора литературы и web-источников сделаны следующие выводы:

1. Проанализированы сейсмостойкие сооружения, способы сейсмической изоляции, существующие конструктивные особенности сооружений от которых зависит их устойчивость во время сейсмических колебаний.
2. Выявлены недостатки конструктивных особенностей искусственных сооружений в части антисейсмического проектирования и динамики подвижных нагрузок.
3. Теоретически исследованы ретроспективные сейсмические колебания на разных континентах.
4. Выявлен оптимальный тренд развития антисейсмического проектирования и строительства инженерных, искусственных сооружений.
5. Получены предварительные результаты к разработке новых, оптимизированных и гибридных конструктивных схем искусственных сооружений.

ГЛАВА 2

ТЕОРИЯ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

2.1. Теория линейных сейсмических колебаний

Сейсмические колебания сооружений носят сложный пространственный характер. При интенсивном сейсмическом воздействии деформации сооружений выходят за рамки упругих характеристик самих сооружений. Они носят, как правило, нелинейный характер. Методика определения сейсмических сил базируется на линейной теории и допускает независимое рассмотрение трех взаимно перпендикулярных компонентов колебаний. Для аналитического описания сейсмических колебаний сооружение заменяется расчетной схемой в виде невесомой стержневой системы с закрепленными на ней массами. Применяются дискретные схемы с конечным числом сосредоточенных масс и континуальные схемы, несущие распределенные массы. Традиционные расчетные схемы дискретного и континуального вида, принятые в теории сейсмостойкости, приведены на рис. 2.1, а и 2.2, а. В общем случае предполагается, что вертикальный стержень, изображающий сооружение на этих схемах, имеет переменное сечение и может испытывать упругие деформации переменного вида [60, 61].

Для определения сейсмических сил используются дифференциальные уравнения сейсмических колебаний. Рассмотрим общий ход составления и решения этих уравнений для вышеуказанных схем. Предполагается, что основание сооружения колеблется горизонтально в плоскости чертежа (рис. 2.1, б, 2.2, б.). Закон изменения смещений основания во времени $Y_0=Y_0(t)$ считается заданным. При заданном сейсмическом воздействии поведение сооружения как колебательной системы полностью определяется его инерционными свойствами и способностью необратимого поглощения энергии. При дискретной расчетной схеме (см. рис. 2.1) инерционные свойства сооружения заданы величинами масс m_k и ординатами точек их закрепления x_k ($k=1,2,3,\dots,n$).

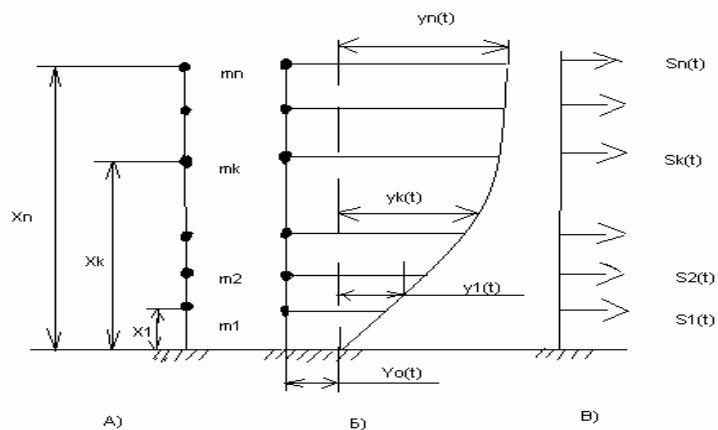


Рис. 2.1. Дискретная расчетная схема

Деформационные свойства можно описать с помощью единичных перемещений δ_{kv} , заданных для точек прикрепления сосредоточенных масс, они составляют квадратную симметричную матрицу вида $\delta = [\delta_{kv}]^{n1}$. Напряженно-деформированное состояние дискретной схемы в каждый момент времени полностью определяется совокупностью относительных смещений $y_k(t)$ сосредоточенных масс от состояния равновесия. Число n этих координат есть число степеней свободы системы. Функции y_k являются искомыми факторами задачи. В процессе сейсмических колебаний каждая масса системы порождает сосредоточенную силу инерции, которая равна

$$S_k(t) = -m_k [y_k(t) + Y_0(t)] \quad (2.1)$$

($k=1,2,3,\dots,n$).

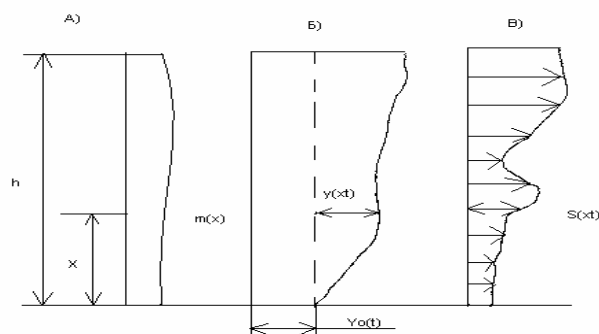


Рис. 2.2. Расчетная схема с распределенными параметрами

Выражения в прямых скобках в правой части формулы (2.1) - это ускорение точки прикрепления массы относительно неподвижной (инерциальной) системы координат. Для дифференциальных уравнений колебаний напишем смещения точек системы под воздействием сил инерции. Учитывая линейность системы и используя единичные перемещения δ_{kv} , получим

$$y_k(t) = - \sum_{v=1}^n m_v [y_v(t) + Y_0(t)] \delta_{kv}$$

откуда будем иметь

$$\sum_{v=1}^n m_v \delta_{kv} y_v(t) + y_k(t) = -Y_0(t) \sum_{v=1}^n m_v \delta_{kv} \quad (2.2)$$

(k=1,2,3,...,n).

Это и есть дифференциальные уравнения сейсмических колебаний дискретной системы. Здесь они пока записаны без учета рассеяния энергии.

Начальные условия процесса сейсмических колебаний запишем как условия состояния покоя в момент $t=0$ (равенство нулю смещений и скоростей точек системы в момент начала землетрясения):

$$y_k(0) = 0; (k = 1,2,3,...,n). \quad (2.3)$$

Решение системы уравнений (2.2) при начальных условиях (2.3) определяет искомые функции $y_k(t)$, описывающие сейсмические колебания сооружения. Это решение, согласно теории систем линейных неоднородных дифференциальных уравнений второго порядка, может быть представлено в виде:

$$y_k(t) = - \sum_{i=1}^n \frac{D_i}{2\pi} X_{ik} \int_0^1 Y_0(\tau) \sin \frac{2\pi}{T_i} (t-\tau) d\tau \quad (2.4)$$

(k=1,2,...,n),

где T_i – периоды собственных колебаний системы; X_{ik} – амплитудные коэффициенты, определяющие формы собственных колебаний; D_i – коэффициенты разложения, заданные выражениями

$$D_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k X_{ik}}{\sum_{k=1}^n m_k X_{ik}^2} (i = 1, 2, \dots, n). \quad (2.5)$$

Периоды собственных колебаний здесь и в дальнейшем считаются занумерованными в убывающем порядке.

Рассмотрим теперь схему с распределенными параметрами (см. рис. 2.2). В этом случае система имеет бесконечное число степеней свободы, ее напряженно-деформированное состояние описывается функцией $y(x, t)$, определяющей относительное смещение точек системы от состояния равновесия (искомый фактор задачи). Инерционные свойства системы определяются функцией $m(x)$, выражающей закон изменения интенсивности массы. Деформационные свойства системы могут быть заданы с помощью линейного дифференциального оператора L над функцией y по переменной x , который определяет интенсивность статической распределенной нагрузки $q(x)$, уравнивающей заданную деформацию $y(x)$:

$$L[y(x)] = q(x). \quad (2.6)$$

В процессе сейсмических колебаний на систему действуют распределенные силы инерции с интенсивностью

$$s(x, t) = -m(x)[y(x, t) + Y_0(t)]. \quad (2.7)$$

Эта инерционная нагрузка в каждый момент времени уравнивает деформацию $y(x, t)$. Поэтому на основе (2.6) будем иметь

$$L[y(x, t)] = -m(x)[y(x, t) + Y_0(t)].$$

Отсюда получим следующее дифференциальное уравнение сейсмических колебаний континуальной системы (без учета рассеяния энергии):

$$m(x)y(x,t) + L[y(x,t)] = -m(x)Y_0(t). \quad (2.8)$$

Начальные условия здесь примут вид:

$$y(x,0) \equiv 0, y(x,0) \equiv 0. \quad (2.9)$$

Решение линейного неоднородного дифференциального уравнения в частных производных (2.8) может быть найдено методом разделения переменных (Фурье) с разложением правой части в ряд по собственным функциям. При начальных условиях (2.9) это решение имеет вид:

$$y(x,t) = - \sum_{i=1}^{\infty} \frac{D_i}{2\pi} \frac{1}{T_i} X_i(x) \int_0^t Y_0(\tau) \sin \frac{2\pi}{T_i} (t-\tau) d\tau. \quad (2.10)$$

Здесь $X_i(x)$ – собственные функции, определяющие формы собственных колебаний системы. Коэффициенты разложения D_i в данном случае определяются выражением

$$D_i = \frac{\int_0^h m(x) X_i(x) dx}{\int_0^h m(x) X_i^2(x) dx}. \quad (2.11)$$

В приведенных решениях не учтен, как уже отмечалось выше, один из основных факторов, определяющих динамический эффект в колебательных системах – необратимое поглощение или рассеяние энергии колебаний.

В работах по теории сейсмостойкости рассеяние энергии обычно учитывается по теории вязкого сопротивления (теория Фохта). С этой целью в дифференциальные уравнения сейсмических колебаний вводятся дополнительные диссипативные силы, пропорциональные скоростям колебаний и направленные в обратную сторону /60/.

Количественной характеристикой меры рассеяния энергии служат коэффициенты пропорциональности, именуемые коэффициентом вязкого сопротивления. В советской, а ныне и в постсоветской науке о сейсмостойком строительстве наибольшее распространение получила теория Е.С.Сорокина, основанная на рассмотрении неупругой работы материала. Для учета рассеяния энергии, по теории Сорокина, в дифференциальных уравнениях колебаний все смещения и силы представляются комплексными функциями и к силам вводится дополнительный комплексный множитель $(1+Yi)$, где i – мнимая единица [92].

Учет рассеяния энергии по обоим вышеуказанным методам в задаче сейсмических колебаний приводит к тому, в подынтегральных выражениях решений (2.4), (2.10) возникают дополнительные экспоненциальные множители. В дальнейшем будем придерживаться теории Е.С.Сорокина, которая физически более обоснована. На основе этой теории решения (2.4), (2.10) задачи сейсмических колебаний, дополненные за счет учета рассеяния энергии, могут быть представлены в таком виде (для дискретной расчетной схемы):

$$y_k(t) = - \sum_{i=1}^n \frac{D_i}{2\pi} T_i X_i \int_0^t Y_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T_i}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\tau) d\tau \quad (2.12)$$

(k=1,2,...,n).

Для схемы с распределенными параметрами

$$y(x,t) = - \sum_{i=1}^{\infty} \frac{D_i}{2\pi} T_i X_i(x) \int_0^t Y_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T_i}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\tau) d\tau. \quad (2.13)$$

Нужно отметить, что учет рассеяния энергии по теории Сорокина (так же, как и по теории Фохта) не отражается на формах собственных колебаний, т.е. на коэффициентах X_{ik} и функциях $X_i(x)$. При обычных значениях коэффициента Y , характерных для строительных конструкций, периоды колебаний также практически не меняются, поэтому все эти величины, а также коэффициенты D_i в формулах (2.12), (2.13) имеют тот же смысл, что и раньше.

Выражения (2.12), (2.13) полностью определяют закон сейсмических колебаний сооружения при заданном законе движения основания. Как видно, структура этих выражений в обоих случаях одинакова, смещения точек сооружения представлены в виде совокупности однотипных членов, при схеме с распределенными параметрами число этих членов бесконечно и они образуют сходящийся ряд. При дискретной схеме имеем конечную сумму членов, число которых равно числу степеней свободы системы. Каждый член в формулах (2.12), (2.13) описывает так называемое нормальное колебание, при котором все точки сооружения смещаются синхронно и форма колебания не меняется во времени. Для i -го нормального колебания это форма описывается собственной функцией $X_i(x)$ в случае континуальной схемы и совокупностью амплитудных коэффициентов X_{ik} ($k=1,2,\dots,n$) в случае дискретной схемы. Последние определяют ординаты формы колебаний в дискретных точках прикрепления масс. Закон изменения смещений во времени при i -м колебании описывается выражением, носящим название интеграла Дюамеля:

$$I_i(t) = \int_0^t Y_o(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T_i}(t-\tau)} \sin \frac{2\pi}{T_i}(t-\tau) d\tau. \quad (2.14)$$

Относительная роль отдельных нормальных составляющих в сумме (3.12) или в ряде (2.13) определяется соотношением произведений $D_i T_i$ и интегралов $I_i(t)$. Как правило, основное значение имеют первые несколько членов.

Таким образом, формулы (2.12), (2.13) представляют смещения точек сооружения в процессе сейсмических колебаний в виде разложения по нормальным составляющим. В таком же виде представляются и другие факторы сейсмических колебаний. Приводим без вывода выражения для сил инерции [17, 29]. При дискретной схеме сосредоточенные силы инерции, приложенные в точках k , выражаются формулой

$$S_k(t) = \sum_{i=1}^n S_{ik}(t) = - \sum_{i=1}^n m_k \frac{2\pi D_i X_{ik}}{T_i} I_i(t) \quad (2.15)$$

($k=1,2,\dots,n$).

При континуальной схеме для интенсивности распределенных сил инерции имеем:

$$s(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} S_i(x, t) = - \sum_{i=1}^{\infty} m(x) \frac{2\pi D_i X_i(x)}{T_i} I_i(t). \quad (2.16)$$

Здесь S_i – сосредоточенные и распределенные сейсмические силы по отдельным нормальным колебаниям.

Представляет интерес частный случай дискретной схемы – линейный осциллятор, имеющий одну сосредоточенную массу (рис. 2.3).

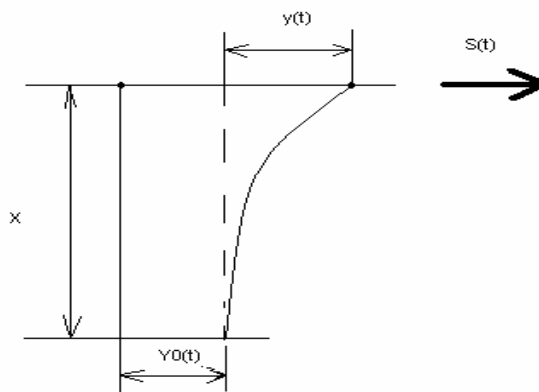


Рис. 2.3. Расчетная схема осциллятора

Обозначим его массу и период колебаний через m и T . В этом случае согласно формуле (2.5) можно принять $D=1$ и $X_{11}=1$. Тогда на основе формулы (2.15) сейсмическая сила осциллятора запишется таким образом:

$$S(t) = -m \frac{2\pi}{T} I(t). \quad (2.17)$$

Из определения сейсмической силы как силы инерции следует, что в этой формуле множитель при массе m есть ускорение осциллятора с периодом T и коэффициентом неупругого сопротивления γ относительно неподвижной системы координат. Обозначим его следующим образом:

$$W(t, T, \gamma) = \frac{2\pi}{T} \int_0^t Y_0(\tau) e^{-\frac{\gamma\pi}{T}(t-\tau)} \times \sin \frac{2\pi}{T}(t-\tau) d\tau. \quad (2.18)$$

Это обозначение, наглядно показывающее зависимость ускорения от параметров T , γ осциллятора, нам потребуется в дальнейшем.

В приведенных решениях динамические свойства сооружений представлены периодами и формами собственных колебаний и коэффициентом неупругого сопротивления γ .

При дискретных схемах для определения периодов и форм собственных колебаний служит квадратная матрица, определяемая как произведение упомянутой выше матрицы единичных перемещений δ и диагональной матрицы масс с элементами m_k :

$$\left[m_k \delta_{kv} \right]_{k,v}^{1,n} = \begin{matrix} m_1 \delta_{11} & m_2 \delta_{12} & \dots & m_n \delta_{1n} \\ m_1 \delta_{21} & m_2 \delta_{22} & \dots & m_n \delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_1 \delta_{n1} & m_2 \delta_{n2} & \dots & m_n \delta_{nn} \end{matrix} \quad (2.19)$$

Амплитудные коэффициенты X_{ik} , описывающие формы собственных колебаний, являются координатами собственных векторов этой матрицы, круговые частоты этих колебаний определяются ее собственными значениями λ_i :

$$\varphi_i^0 = \frac{1}{\sqrt{\lambda_i}} \quad (2.20)$$

$(i = 1, 2, \dots, n)$

Круговые частоты с учетом рассеяния энергии выражаются формулой

$$\varphi_i = \frac{\varphi_i^0}{\sqrt{1 + \frac{\lambda^2}{4}}}.$$

Для строительных конструкций значения Y не превосходят 0,20. Поэтому учет рассеяния энергии практически не изменяет частот, и можно принять $\varphi_i = \varphi_i^0$, сообразно с этим для периодов колебаний будем иметь

$$T_i = \frac{2\pi}{\varphi_i} = 2\pi\sqrt{\lambda_i}. \quad (2.21)$$

При схемах с распределенными параметрами собственные функции $X_i(x)$, описывающие формы собственных колебаний, получаются решением следующего обыкновенного дифференциального уравнения:

$$L[X(x)] - \varphi^0{}^2 m(x)X(x) = 0. \quad (2.22)$$

Собственные частоты φ_i^0 здесь определяются из характеристического уравнения описанной краевой задачи. Частоты φ_i^0 и периоды T_i вычисляются по приведенным выше формулам.

Формы собственных колебаний отличаются друг от друга числом полуволн. Наиболее простая форма с минимальным числом полуволн соответствует первой нормальной составляющей ($i=1$). С ростом номера i число полуволн возрастает. Для форм собственных колебаний справедливы условия ортогональности, выражающие свойства независимости нормальных колебаний [29, 30]. Для дискретных и континуальных систем эти условия соответственно имеют вид:

$$\sum_{k=1}^n m_k X_{ik} X_{jk} = 0; \int_0^h m(x) X_i(x) X_j(x) dx = 0 \quad (i \neq j). \quad (2.23)$$

Понятие коэффициента неупругого сопротивления Y , характеризующего рассеяние энергии в приведенных формулах, базируется на рассмотрении внутреннего трения в материале и исходит из гистерезисной зависимости между усилиями и смещениями.

Такая зависимость присуща реальным телам (не вполне упругим) при циклических нагрузках. Тогда коэффициент γ определяется выражением

$$\gamma = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta\Pi}{\Pi}. \quad (2.24)$$

Как показывают опыты, величина γ не зависит от частоты колебаний, в диапазоне эксплуатационных напряжений она не зависит и от амплитуды последних. Все предыдущие формулы получены в предположении $\gamma = \text{const}$. Численные значения γ , обусловленные внутренним трением в материале, устанавливаются экспериментальным путем. Однако в сооружениях энергия колебаний рассеивается не только за счет этого фактора, но и вследствие трения в сопряжениях и узлах конструкций, обратной утечки части энергии в грунт и т.д. Коэффициент γ как единственный показатель рассеяния энергии в расчетных формулах должен отражать все виды энергетических потерь. Поэтому обоснованные численные его значения для реальных сооружений могут быть получены только путем натурных испытаний последних.

2.2. Метод определения сейсмических сил по спектральной кривой

При современном уровне развития компьютерных технологий и высоких технологий в целом сравнительно легко решаются расчеты по периодам и формам собственных колебаний, для этого существуют широкий спектр программного продукта. Основные затруднения носят принципиальный характер и обусловлены сложностью адекватного описания возбуждающей причины – сейсмических колебаний грунта. Функция $W_0(t) = Y_0(t)$, представляющая закон изменения ускорений грунта в расчетных формулах, носит нестабильный случайный характер и не поддается удобному аналитическому описанию. Имеющиеся в настоящий момент акселерограммы далеко не достаточны для полной характеристики колебаний грунта в различных региональных и местных условиях /60, 61/.

По указанной причине для практического вычисления сейсмических сил применяются различные методы. Исторически первой сложилась так называемая статическая теория, которая предполагает, что деформации сооружения пренебрежимо

малы и ускорения его точек совпадают с ускорениями грунта. Тогда наибольшие значения сейсмических сил можно непосредственно вычислить по максимальным ускорениям грунта:

$$S_k = \max |S_k(t)| = m_k \max W_0 = \frac{\max W_0}{g} Q_k = K_c Q_k. \quad (2.25)$$

Здесь Q_k – вес сосредоточенного груза в точке k .

Современные методы определения сейсмических сил основаны на динамическом подходе к задаче и используют изложенный выше расчетный аппарат теории сейсмических колебаний. Одним из таких методов является расчет по фактическим акселерограммам. Вычисление сейсмических сил ведется путем численного решения дифференциальных уравнений колебаний, причем в качестве функции $Y_0(t)$ принимается инструментальная акселерограмма одного из прошлых сильных землетрясений. Трудоемкие вычисления выполняются с помощью соответствующего программного обеспечения. Кроме сложности, недостатком этого метода является трудность подбора акселерограммы, достаточно соответствующей для данного конкретного случая. Другой весьма перспективный метод основан на вероятностной трактовке задачи сейсмических колебаний [68, 69, 70]. Он предусматривает определение вероятностных характеристик сейсмических усилий или деформаций по характеристикам колебаний основания. Возможности данного метода ограничены недостаточностью исходной информации о вероятностных свойствах сейсмических колебаний грунта.

Для практических расчетов, как правило, применяется спектральный метод, принятый в нормах разных стран. Метод спектральных кривых не ставит целью описать изменения сейсмических сил во времени, он определяет только максимальные значения сейсмических сил для отдельных нормальных составляющих колебаний. Для вывода расчетных формул спектрального метода на основе формулы (2.15) абсолютное значение максимальных во времени сейсмических сил i -го нормального колебания запишется в виде:

$$S_{ik} = \max_t |S_{ik}(t)| m_k X_{ik} D_i \left(\frac{2\pi}{T_i} \max_t |I_i(t)| \right)$$

$$(k = 1, 2, \dots, n)$$

Как видно из (2.18), член в круглых скобках правой части этого выражения есть максимальное ускорение осциллятора с периодом T_i и коэффициентом Y . Введем обозначение:

$$C_W(T) = \max_t |W(t, T, \gamma)|. \quad (2.26)$$

Эта функция, выражающая максимальные ускорения осциллятора в зависимости от его периода, носит название спектра ускорений. Графическое ее изображение есть спектральная кривая ускорений. Аналогичным образом определяются спектры смещений и скоростей осциллятора.

С учетом обозначений (2.18), (2.26) предыдущее выражение максимальных сил инерции переписывается в таком виде:

$$S_{ik} = m_k X_{ik} D_i C_W(T_i)$$

$$(k = 1, 2, \dots, n) \quad (2.27)$$

Таким образом, максимальные силы инерции отдельных нормальных составляющих сейсмических колебаний выражаются с помощью спектра ускорений. В этом смысле спектр ускорений можно рассматривать как основную инженерную характеристику сейсмического воздействия.

Заменим теперь в выражении (2.27) массы m_k сосредоточенными грузами Q_k по соотношению

$$m_k = \frac{Q_k}{g}, \quad (2.28)$$

где g – ускорение силы тяжести. Кроме этого введем обозначения:

$$\eta_{ik} = X_{ik} D_i; \quad (2.29)$$

$$\frac{C_W(T_i)}{g} = K_c \beta_i. \quad (2.30)$$

Тогда выражение (2.27) переписется так:

$$S_{ik} = K_c \beta_i \eta_{ik} Q_k \quad (2.31)$$

$$(k = 1, 2, \dots, n)$$

Формула (2.31) – основная расчетная формула существующих норм. Она определяет сосредоточенные сейсмические силы дискретной схемы, соответствующие i -й нормальной составляющей. В формуле (2.31) β_i носит название коэффициента динамичности, а η_{ik} – коэффициента формы, K_c – коэффициент сейсмичности. Введем в формулу (2.29) значение D_i по формуле (2.5), предварительно заменив в нем массы m_k пропорциональными величинами Q_k . Тогда для коэффициента формы получим выражение

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum_{v=1}^n Q_v X_{iv}}{\sum_{v=1}^n Q_v X_i^2}. \quad (2.32)$$

Как видим, этот коэффициент определяется только формой колебания и местоположением груза Q_k в расчетной схеме.

Из формулы (2.30) следует, что $K_c \beta_i$ есть спектр ускорений, выраженный в долях ускорения силы тяжести. Значения K_c в нормах приняты такими же, как в статической теории. Первоначальный смысл коэффициента сейсмичности нужно рассматривать только как масштабный множитель. Спектральные свойства сейсмического воздействия отражены в коэффициенте β_i . Его значения принимаются по спектральной кривой.

С помощью спектральных кривых определяются и силы инерции для систем с распределенными параметрами. Максимальная интенсивность распределенных сил инерции i -й нормальной составляющей может быть представлена в виде /23/:

$$S_i(x) = \max_t |S_i(x, t)| = K_c \beta_i \eta_i(x) q(x). \quad (2.33)$$

Здесь $q(x)$ – интенсивность вертикальной нагрузки. Коэффициент формы в данном случае определяется выражением

$$\eta_i(x) = X_i(x) D_i = X_i(x) \frac{\int_0^h q(x) X_i(x) dx}{\int_0^h q(x) X_i^2(x) dx}, \quad (2.34)$$

где h – высота сооружения.

Таким образом, по спектральным кривым вычисляют максимальные сейсмические силы для отдельных нормальных составляющих колебаний. Но спектральный метод не содержит данных о времени наступления этих максимумов и не определяет расчетного максимально значения сил или усилий, вызванных всей совокупностью нормальных составляющих. Для устранения этого недостатка спектрального метода приходится прибегать к дополнительным допущениям о соотношении фаз отдельных нормальных составляющих /29, 30/. На основе вероятностного анализа принят следующий порядок определения расчетных сейсмических усилий.

В расчете учитываются первые несколько нормальных составляющих колебаний. Для каждой из них по формулам (2.27) или (2.33) вычисляются максимальные сейсмические силы. Далее, сейсмические силы по каждой составляющей рассматриваются как независимая статическая нагрузка и по ней обычным путем вычисляются сейсмические усилия в сечении N_i , соответствующие отдельным составляющим. Максимальное из них для данного сечения обозначается через N_{\max} . Расчетное усилие в сечении определяется как среднеквадратическое из этих усилий, причем все N_i , кроме максимального его значения, вводятся с коэффициентом 0,7.

Из приведенных выше формул усматривается, что спектры отдельных землетрясений могут быть вычислены по инструментальным акселерограммам. Они могут быть получены и по многомаятниковым сейсмометрам, непосредственно фиксирующим максимальные ускорения осцилляторов с различными периодами /66, 67, 68/. Расчетный спектр может быть получен обобщением спектров отдельных землетрясений, характерных для конкретной местности. Предполагается, что по мере накопления инструментальных данных будут построены уточненные спектральные кривые по отдельно взятым регионам. В нормах некоторых стран расчетные спектральные кривые учитывают влияние грунтовых условий /66/.

2.3. Динамический метод определения сейсмических сил

Метод спектральных кривых основан на том, что в зависимости от периодов и форм собственных колебаний сооружения, определенных по его динамической расчетной схеме, с помощью спектральной кривой вычисляют сейсмические силы для отдельных собственных форм. По этим силам, рассматриваемым как статические нагрузки, вычисляют сейсмические усилия по отдельным собственным формам. Далее определяют расчетные значения сейсмических усилий, вызванные всей совокупностью учитываемых нормальных составляющих колебаний.

Порядок определения сейсмических сил по динамическому методу приведен ниже в соответствии с их выполнением в последовательном порядке.

Установление динамической расчетной схемы сооружения. Для получения расчетных схем дискретного типа фактическую распределенную вертикальную нагрузку сооружения группируют по отдельным участкам и представляют в виде сосредоточенных грузов, приложенных в центрах тяжести соответствующих участков. Такой прием носит приближенный характер. Однако для сложных систем его применение затруднительно, и на практике сосредоточенные грузы определяют как равнодействующие нагрузок соответствующих участков. Желательно, чтобы эти грузы располагались в местах наибольших фактических нагрузок и в точках, смещения которых в наибольшей мере характеризуют картину колебаний. Здесь мы будем исходить из динамической схемы общего вида, приведенной на рис. 2.4. Она

отличается от схемы на рис. 2.1, а лишь тем, что сосредоточенные массы заменены сосредоточенными грузами Q_k , как это принято в практических расчетах.

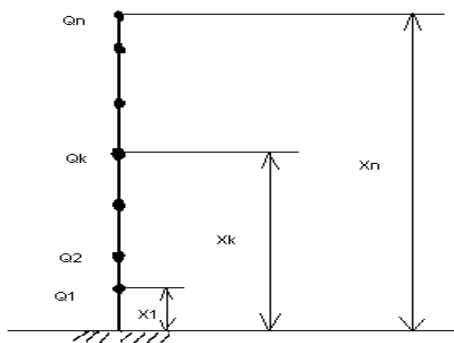


Рис. 2.4. Расчетная схема системы с n степенями свободы

Вычисление сосредоточенных грузов расчетной схемы. Грузы Q_k вычисляют по нормативным собственным весам соответствующих частей сооружения. Гидростатическое противодействие воды подошве фундамента опор не отражается на массах и силах инерции. Поэтому собственный вес подводных частей сооружения следует принимать без учета облегчающего влияния гидростатического давления воды. При расчетах с учетом временной нагрузки нужно исходить из схем загрузки, наименее выгодных по суммарному весу нагрузки на сооружения. При вычислении сосредоточенных грузов от временной нагрузки подвижного состава железных дорог или колонн автомобилей эти нагрузки принимают расчетной величины (без динамического коэффициента) с дополнительным коэффициентом 0,7. Временная нагрузка от тротуаров (от людей), имеющая гибкую связь с сооружением, не может породить значительные силы инерции. При определении сосредоточенных грузов расчетной схемы она не учитывается.

Определение единичных перемещений для точек приложения сосредоточенных грузов. Их вычисляют по общим правилам строительной механики с учетом фактической жесткости конструктивных элементов. Следует иметь в виду, что несущие элементы, не учитываемые в расчетах на прочность, зачастую существенно повышают жесткость сооружения, а это приводит к увеличению сейсмических сил. Так, например, горизонтальная жесткость пролетных строений автодорожных мостов в поперечном направлении, помимо горизонтальных связей, существенно зависит от

проезжей части. Пренебрежение работой этих элементов дает результат не в запас, что надо иметь в виду при вычислении единичных перемещений. В некоторых случаях следует учитывать податливость основания сооружений.

Установление числа нормальных составляющих колебаний, учитываемых в расчете. Чем больше жесткость системы и ближе ее схема к системе с одной степенью свободы, тем работают высшие составляющие (обертоны) колебаний. Для установления числа составляющих, подлежащих учету, предварительно можно определить собственный период основного тона T_1 . Он является мерилем динамической жесткости сооружений. При $T_1 > 0,5$ с в расчете, как правило, следует учитывать три первых нормальных составляющих ($i=1,2,3$). Только для весьма гибких сооружений типа висячих мостов по условию обеспечения точности расчета может оказаться необходимым учет большего числа составляющих (до пяти). Для сооружений с периодом основного тона $T_1 < 0,5$ с нормы разрешают учитывать в расчете только первую (основную) составляющую колебаний.

Определение собственных периодов и форм собственных колебаний. После вычисления сосредоточенных грузов Q_k и единичных перемещений δ_{kv} надо определить сосредоточенные массы $m_k = Q_k/g$ и построить матрицу вида:

$$\left[m_k \delta_{kv} \right]_{k,v}^{l,n} = \begin{matrix} m_1 \delta_{11} & m_2 \delta_{12} & \dots & m_n \delta_{1n} \\ m_1 \delta_{21} & m_2 \delta_{22} & \dots & m_n \delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_1 \delta_{n1} & m_2 \delta_{n2} & \dots & m_n \delta_{nn} \end{matrix} \quad (2.35)$$

Далее для этой матрицы нужно определить первые r собственных чисел λ_i и координаты соответствующих собственных векторов X_{ik} . Последние непосредственно определяют амплитудные коэффициенты, т.е. ординаты соответствующих форм собственных колебаний в точках прикрепления сосредоточенных грузов $X_{ik} = C X_i(x_k)$. Собственные периоды выражаются через собственные числа формулой (2.21)

$$T_i = 2\pi \sqrt{\lambda_i} \quad (2.36)$$

Основная сложность здесь состоит в определении собственных чисел и собственных векторов. Известно, что для определения собственных чисел служит следующее характеристическое уравнение:

$$\begin{vmatrix} m_1 \delta_{11} - \lambda & m_2 \delta_{12} & \dots & m_n \delta_{1n} \\ m_1 \delta_{21} & m_2 \delta_{22} - \lambda & \dots & m_n \delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ m_1 \delta_{n1} & m_2 \delta_{n2} & \dots & m_n \delta_{nn} - \lambda \end{vmatrix} = 0. \quad (2.37)$$

В развернутом виде оно представляет относительно λ алгебраическое уравнение n -й степени, все n корней которого вещественны, положительны и отличны друг от друга. Эти корни занумерованы в убывающем порядке.

При известных собственных числах координаты собственных векторов определяются из следующей системы линейных однородных алгебраических уравнений:

$$\left. \begin{array}{l} (m_1 \delta_{11} - \lambda_i) X_{i1} + m_2 \delta_{12} X_{i2} + \dots + m_n \delta_{1n} X_{in} = 0 \\ m_1 \delta_{21} X_{i1} + (m_2 \delta_{22} - \lambda_i) X_{i2} + \dots + m_n \delta_{2n} X_{in} = 0 \\ \dots \\ m_1 \delta_{n1} X_{i1} + m_2 \delta_{n2} X_{i2} + \dots + (m_n \delta_{nn} - \lambda_i) X_{in} = 0 \end{array} \right\} \quad (2.38)$$

$i = 1, 2, \dots, n$

При большом числе степеней свободы вычисления по этим формулам весьма трудоемки. Поэтому ими можно пользоваться только при $n < 2-3$. Для системы с одной степенью свободы можно принять $X_{11} = 1$, единственное собственное число $\lambda = m\delta$ и собственный период определяют выражением:

$$T = 2\pi \sqrt{m\delta} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{Q\delta}. \quad (2.39)$$

где m , Q – масса и груз системы, δ – единичное горизонтальное смещение точки их прикрепления.

Для системы с двумя степенями свободы, показанной на рис. 2.5, из (2.37) получаем квадратное уравнение, корни которого определяются выражением:

$$\lambda_{1,2} = \frac{2m_1m_2(\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2)}{m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22} \mp \sqrt{(m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22})^2 - 4m_1m_2(\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2)}}. \quad (2.40)$$

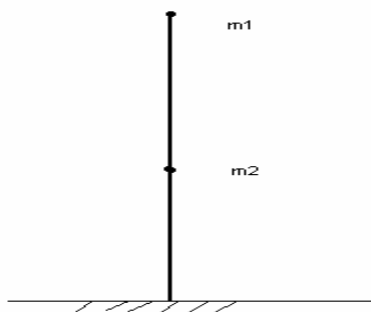


Рис. 2.5. Схема системы с двумя степенями свободы

Согласно уравнениям (2.38), амплитудные коэффициенты можно записать так:

$$X_{i1} = 1; X_{i2} = \frac{\lambda_i - m_1\delta_{11}}{m_2\delta_{12}} \quad (2.41)$$

$$(i = 1,2)$$

Выше было сказано, что в некоторых случаях достаточно определять только основную (первую) форму и соответствующий период T_1 . Их можно вычислить без применения компьютерных программ с помощью метода последовательных приближений [27] или метода спектральной функции. Приближенные значения основного периода и формы можно получить на основе энергетического метода [68, 69, 70]. Сосредоточенные грузы Q_k прикладывают к расчетной схеме в горизонтальном направлении и определяют смещения точек k от этой нагрузки:

$$y_k = \sum_{v=1}^n Q_v \delta_{kv} \quad (2.42)$$

$$(k = 1, 2, \dots, n)$$

Эти смещения принимают за приближенные значения ординат формы основного колебания ($y_k = X_{1k}$). Период основного тона определяют по формуле энергетического метода:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n Q_k y_k^2}{\sum_{k=1}^n Q_k y_k}} \quad (2.43)$$

Следует иметь в виду, что фактические деформативные свойства сооружения и его основания в расчетах всегда отражаются с известной долей приближения, что вносит погрешность в вычисления собственных периодов. Поэтому рекомендуется оценивать порядок величины собственных периодов, полученных в результате расчета, по данным натурных испытаний аналогичных сооружений.

Определение сейсмических сил нормальных составляющих. Сосредоточенные сейсмические силы соответствуют i -й форме собственного колебания:

$$S_{ik} = K_c \beta_i \eta_{ik} Q_k \quad (2.44)$$

$$(k = 1, 2, \dots, n)$$

Напомним, что S_{ik} есть сосредоточенная сейсмическая сила, порожденная массой Q_k и приложенная к точке k . Сейсмический коэффициент K_c зависит от расчетной сейсмичности сооружения приведенной в табл. 2.1. /34, 50/

Таблица 2.1.

Расчетная сейсмичность сооружения

Расчетная сейсмичность, баллы	7	8	9
-------------------------------	---	---	---

K_c	0,025	0,05	0,1
$A; A=K_c*2 /94/$	0,05	0,1	0,2

Коэффициенты формы η_{ik} вычисляют по формуле (2.32). Коэффициент динамичности β_i зависит от собственного периода T_i рассматриваемого нормального колебания. Принятая в нормах спектральная кривая коэффициента динамичности приведена на рис. 2.6. Значения β ограничены условиями $\beta < 3$; $\beta > 0,8$, промежуточный участок кривой описывается выражением

$$\beta_i = \frac{1}{T_i}. \quad (2.45)$$

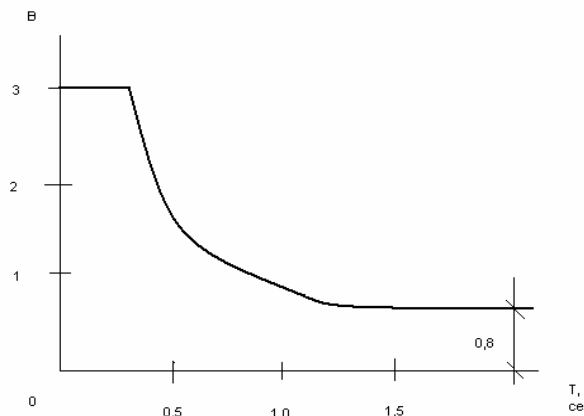


Рис. 2.6. График коэффициента динамичности

Определение сейсмических усилий по отдельным нормальным составляющим. С этой целью совокупность сейсмических сил S_{ik} , соответствующих каждой i -й составляющей, рассматривается как самостоятельная статическая нагрузка. По этим нагрузкам обычным путем определяют сейсмические усилия в расчетных сечениях сооружения. Таким образом, в каждом расчетном сечении имеется g сейсмических усилий N_i , отвечающих различным собственным формам. Здесь g – число нормальных составляющих, учитываемых в расчете, обычно $g=3$.

Определение расчетных сейсмических усилий. По нормам расчетные сейсмические усилия в каком-либо сечении вычисляют по формуле

$$N_p = \sqrt{N_{\max}^2 + 0,5 \sum N_i^2}, \quad (2.46)$$

где N_i – усилие в рассматриваемом сечении от сейсмических сил i -й нормальной составляющей; N_{\max} – максимальное из усилий N_i данного сечения.

2.4. Определение сейсмических сил дорожных искусственных сооружений

Дорожные искусственные сооружения, являясь специальными сооружениями, требуют особых подходов к определению сейсмических сил, хотя принципы и методы, рассмотренные выше актуальны и для них. Ввиду своей специфичности подобные сооружения всегда стояли особняком в строительной отрасли и требуют специальных расчетов для каждого конкретного сооружения. Ниже внимание будет уделено земляному полотну автомобильных и железных дорог, так как нарушение геометрии этих сооружений приводит к нарушению работы всех транспортных сооружений. К сейсмостойкости других искусственных сооружений применимы (хоть и с некоторыми поправками) и общие методы расчетов на сейсмостойкость.

На основе Квантского землетрясения в Японии были предложены аналитические методы расчетов для определения угла наклона сейсмически устойчивого откоса насыпи, выполненного из несвязного грунта /1/:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} \varphi - K_c}{1 + K_c \operatorname{tg} \varphi}, \quad (2.47)$$

где φ – угол естественного откоса грунта; K_c – сейсмический коэффициент для горизонтальных смещений грунта. Формула (2.47) была уточнена В.О.Цшохером:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} \varphi - 0,5 K_c}{1 + 0,5 K_c \operatorname{tg} \varphi}. \quad (2.48)$$

Сюда не входят частотные и жесткостные факторы. Теоретически жесткая постановка задачи построения равноустойчивого откоса, основанная на теории предельного равновесия сыпучей среды, дана В.В.Соколовским:

$$\alpha = \varphi - \operatorname{arctg} K_c. \quad (2.49)$$

Г.М.Шахунянц метод расчета откоса с учетом сейсмичности применил к методу расчета по круглоцилиндрической поверхности сползания /131/:

$$\alpha_{\text{сейсм}} = \operatorname{arctg} K_c. \quad (2.50)$$

Поверхность участка сползания разбивается на отсеки под углом $\alpha_{\text{сейсм}}$ к вертикали плоскостями (рис. 2.7). Вычисляется равнодействующая R , приложенная к каждому отсеку весом P , принимая направление сейсмических сил горизонтальным:

$$R = \sqrt{P^2 + S^2}, \quad (2.51)$$

где $S = PK_c$, откуда получается

$$R = P \sqrt{1 + K_c^2}. \quad (2.52)$$

Далее, принимая R в каждом отсеке за обычную силу тяжести, но направляя ее под углом $\alpha_{\text{сейсм}}$ к вертикали, делят ее на нормальную и касательную к поверхности сползания, и расчет производится для статических сил способом /1/.

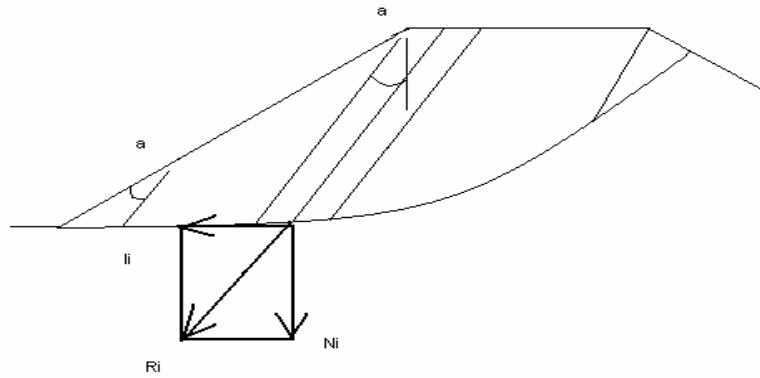


Рис. 2.7. Схема к расчету откоса по методу Г.М.Шахунянца

Н.Н.Масловым рекомендуется учитывать сейсмические силы при использовании метода горизонтальных сил в выражении для коэффициента сопротивляемости грунта сдвигу в следующем виде /65/:

$$F_{pc} = \operatorname{tg} \left(\varphi - \alpha + \frac{C}{P_c} \right), \quad (2.53)$$

где F_{pc} – коэффициент сопротивляемости грунта сдвигу, с учетом сейсмичности; φ – угол внутреннего трения; α – сейсмический угол, $\alpha = \operatorname{arctg} K_c$; K_c – коэффициент сейсмического ускорения; P_c – величина нормального давления с учетом сейсмичности.

Расчетные значения сейсмического угла и сейсмического ускорения в зависимости от расчетной сейсмичности предлагаются в табл. 2.2.

Таблица 2.2

Значения сейсмического угла и сейсмического ускорения

Расчетная сейсмичность в баллах	Расчетное сейсмическое ускорение, мм/с ²	Сейсмический угол, град.
7	101-250	2
8	251-500	3
9	501-1000	6
10	1001-2500	14
11	2501-5000	27
12	5000	27

Предложенное Н.Н.Масловым выражение для подтопленного откоса выглядит следующим образом:

$$\eta = \frac{\sum (P_i \cos \alpha_i - \omega_i \gamma_B h_z) \operatorname{tg} \varphi}{\sum P_i \sin \alpha_i}, \quad (2.54)$$

где α_i – угол наклона скольжения к горизонту в соответствующем блоке; w – площадь основного блока; γ – объемный вес воды; h_z – динамический напор на расстоянии z от поверхности.

Для скальных грунтов при учете сейсмических сил М.А.Ревазов и Т.К.Пустовойтова предлагают расчет исходя из наиболее неблагоприятного направления сейсмических сил, при котором получается максимальное увеличение сдвигающих сил и наименьший коэффициент запаса устойчивости откоса /84/:

$$K_3 = \frac{\sum T_{y\partial} - S \sin \beta \operatorname{tg} \varphi}{\sum T_{c\partial} - S \cos \beta}, \quad (2.55)$$

где $T_{y\partial}$ – сумма удерживающих сил; $T_{c\partial}$ – сумма сдвигающих сил; S – сейсмическая сила, $S=QK_c$; C , φ – удельное сцепление и угол внутреннего трения грунта; Q – нагрузка; β – угол между поверхностью скольжения и направлением сейсмической силы в вертикальной плоскости.

Изложенные выше расчеты применимы в большей степени для земляного полотна, проходящего по выемке и, соответственно, в меньшей к насыпям, так как в них не учитывается влияние ширины сооружения на крутизну откосов. Необходимость применения разных методов расчета земляного полотна обосновывается в работе Ш.Р.Ризаева /78/. Автором этой работы разработаны методы расчета откосов насыпи и выемки с учетом и без учета сейсмических сил. Предлагаемое решение линейной задачи относится к расчету насыпных земляных сооружений и несопоставимо ни с одним другим методом /2/.

2.5. Нормативная документация по сейсмостойкому строительству

Первые нормативные документы, регулирующие транспортное строительство с указанием технических составляющих, появились в 30-х годах двадцатого столетия с началом строительства Туркестано-Сибирской железной дороги. Эти нормативные документы были для внутриведомственного пользования и не были публичными изданиями. Они содержали материалы, основанные на последствиях разрушительных землетрясений. В 1929 г. В.О.Цшохером произведены первые исследования, касающиеся устойчивости откосов железнодорожного земляного полотна, основанные на экспериментальных выводах испытаний на виброплатформе. Результаты этих исследований нашли свое отражение в нормировании крутизны откосов земляного полотна в сейсмических районах.

До настоящего времени при проектировании транспортных сооружений в сейсмических районах пользовались нормами СНиП II-7-81 /98/. Некоторые разделы касательно проектирования дорожных искусственных сооружений основаны на более старом СНиП II-A, но все эти нормативные документы не содержали нормы проектирования некоторых искусственных сооружений /99, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 114/.

В Кыргызской Республике в настоящее время действуют следующие нормативные документы, регулирующих аспекты сейсмостойкого строительства. Это СНиП КР 20-03:2006 «Системы сейсмоизоляции /119/. Основные положения» и СНиП КР 20-02:2009 «Сейсмостойкое строительство /120/. Нормы проектирования». Эти нормативные документы содержат нормы по проектированию жилых и общественных зданий,

оснований и фундаментов, железобетонных конструкций, особенностей строительства в сельской местности и по устройству инженерных сетей. Однако данный документ не содержит этих же правил по транспортным сооружениям. Документ последующей редакции (2009 г.) уже содержит более расширенные данные. В частности, он содержит расчеты на сейсмические воздействия, требования по градостроительству и планированию, нормы по сооружению гидротехнических сооружений и имеет раздел по транспортным сооружениям, включая трассирование дорог, земляное полотно и верхнее строение пути, мосты, трубопроводы, подпорные стены и тоннели. Также он содержит в приложениях карту сейсмического микрорайонирования и перечень населенных пунктов территории КР с указанием исходного балла ожидаемых сейсмических колебаний. Можно с уверенностью утверждать, что данный документ претендует на всю полноту информации по сейсмостойкому строительству. Однако некоторые сооружения не нашли своего отражения в данном документе. Это касается лавинозащитных галерей /115, 116, 117, 118, 119, 120, 121/.

ВЫВОДЫ

по второй главе

На основании теоретических исследований математического аппарата сейсмических колебаний были сделаны следующие выводы:

1. Проанализирована теория сейсмических колебаний, динамики и устойчивости сооружений.
2. Исследованы и изучены методики определения сейсмических сил.
3. Получены теоретические результаты к разработке сейсмостойких и устойчивых в динамике конструктивных решений для искусственных сооружений.
4. Получено теоретическое обоснование применения стержневых, пространственных, висячих и вантовых систем для искусственных сооружений.
5. Выявлены особенности сейсмостойкого проектирования сооружений на основе мостовых и тоннельных систем.

ГЛАВА 3

НОВЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

3.1. Оптимизация системы галерея – трамплин

Известно защитное ограждение, содержащее стойки, установленные на косогоре, размещенные на них ограждающие элементы и полуцилиндрические емкости, каждая из которых ориентирована вдоль склона образующей и установлена на нее с возможностью поворота вокруг своей оси в направляющих, которые смонтированы по уклону. Каждая стойка выполнена гибкой и установлена с наклоном вниз по склону в сторону емкости и шарнирно соединена с образующей емкостью, при этом диаметральной плоскости емкостей параллельны склону, а емкости представляют собой ферменную конструкцию /146/ (рис. 3.1).

Защитное ограждение 1 содержит гибкие упругие стойки 2, заделанные нижним концом 3 в устойчивый косогор 4, а к верхним частям 5 прикреплены ограждающие элементы (прогоны) 6 с проемами 6, к торцам 8 выступающих частей 5 опор 2 на шарнире 9 прикреплены полуцилиндрические емкости 10, выполненные в виде ферм с верхними диаметрными 11 и радиальными 12 стяжками и нижними полукруговыми поясами 13. Помимо этого каждая пара емкостей 10 по нижним полукруговым поясам 13 содержит длинномерные прогоны 6 с проемами 7, а под каждой емкостью 10 смонтированы направляющие 14, заделанные в фундамент 15 на закладных анкерах 16. В свою очередь, гибкие выступающие части 5 стоек 2 соединены связями 17 по всем секциям 1 защитного ограждения. Кроме того гибкие опоры 2 нижней частью 3, вмонтированные в устойчивую часть косогора 4, расположены под углом к горизонту с наклоном от косогора 18, кроме того емкости 10 наклонены поясом 13 к косогору 18, при этом диаметральные плоскости емкостей параллельны склону. Длинномерные прогоны 6 выполнены из утилизованных железобетонных шпал и закреплены подошвенной уширенной зоной 19 к нижнему поясу 13 на хомутах 20.

Предложенное защитное ограждение работает следующим образом. При смещении оползневый массив 21 или селевые потоки, снежные лавины, осыпи и обвалы, встречая на своем пути площадку с ограждающими элементами 6 и воздействуя на нее, изгибает

верхнюю выступающую часть 5 гибкой упругой стойки 2, переводя закрепленную на шарнире 9 емкость 10 в положение 10, и изгибаемую часть 5 упругой стойки 2. При этом емкость 10 прокручивается по направляющей 14, заделанной в фундамент 15. При заполнении ковшовой конструкции оползневым грунтом 21 грунт теряет свою скорость, благодаря шероховатой поверхности решетчатого подстилка из длинномерных элементов 6. Помимо этого грунт 21, попадая в емкость 10, разрезается диаметральной верхней стяжкой 11 и совместно со стяжкой 12 удерживает емкость 10 заданной конфигурации, не деформируя ее.

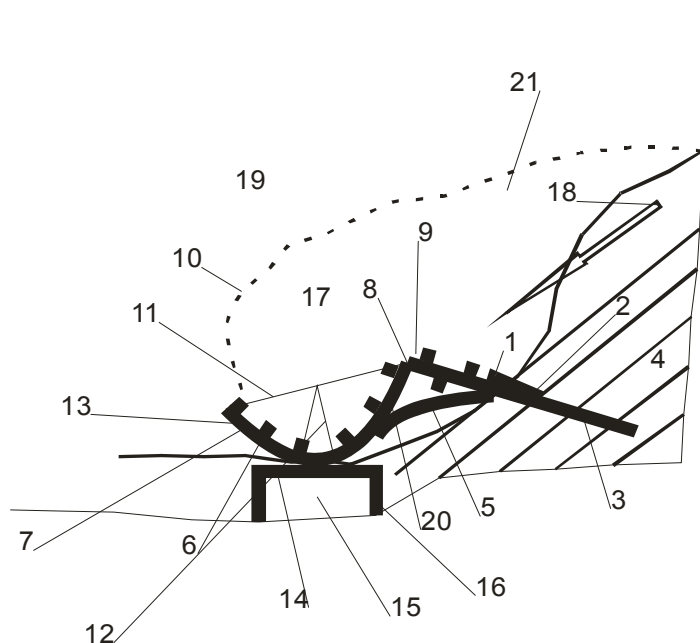


Рис. 3.1. Защитное ограждение /146/

Данное защитное ограждение не позволяет защитить железную и автомобильную дорогу от схода лавин с большой кинетической энергией и от массивных каменных обвалов, так как направляющие конструкции не имеют запас прочности, соответствующий воспринимаемым нагрузкам.

В предыдущей работе была предложена конструкция лавинозащитной галереи с применением гидротехнического устройства – трамплина. Лавинозащитная галерея расположена на лавиноопасном склоне над предохраняемым участком железнодорожного или автомобильного пути и содержит установленные на фундаментах подпорную стену и колонны с ригелями, на которых размещено перекрытие, покрытое виброизоляционным слоем, и выше по склону размещенный на указанной подпорной стене и на опоре полуцилиндрический трамплин, имеющий полость с низовой стороны, совместно с прилегающей частью склона заполненную демпфирующим материалом, в

качестве которого и для изготовления виброизоляционного слоя использовано стекловолокно /34/ (рис. 3.2).



Рис. 3.2. Балочная галерея с трамплином

Строительство железных и автомобильных дорог в условиях Киргизии, где большая часть дорог проходит в горной части, требует создания искусственных сооружений, имеющих высокую прочность и сейсмостойкость, что наиболее актуально в условиях Киргизии, где сейсмические воздействия происходят с высокой интенсивностью как по силе, так и по времени. Учитывая тот факт, что искусственные сооружения в процессе своей эксплуатации воспринимают сейсмические нагрузки и постоянные нагрузки, зависящие от характера самих сооружений, т.е. те усилия и воздействия, для восприятия которых они сооружаются с целью защиты транспортных сооружений, встает вопрос об оптимизации несущей способности искусственных сооружений /34, 50/. Если рассмотреть лавинозащитные галереи, которые сооружаются для защиты автомобильных и железных дорог от снежных лавин, видно, что наиболее слабым конструктивным элементом галереи с точки зрения прочности является тот элемент, который непосредственно воспринимает динамические усилия от схода снежных лавин. С целью оптимизации несущей способности галереи, т.е. уменьшения динамических воздействий, предлагается использовать конструкции, называемые "трамплины", которые позволяют отбрасывать снежную лавину в виде снеговоздушной

струи, проходящей над защищаемым сооружением /34, 35, 36, 37/. Такие защитные конструкции не подвергаются большим нагрузкам и технологически легко выполняются. Для расчета параметров снеговоздушной струи используются зависимости, полученные для водяной струи, отбрасываемой носком-трамплином водосливной плотины /18, 94/.

С целью обоснования данного решения целесообразно рассмотреть физическую сущность снежной лавины. Как было сказано выше, с некоторыми допущениями снежную лавину можно рассматривать как неравномерно движущийся поток дискретных частиц, имеющих в состоянии покоя определенное значение угла внутреннего трения. По мере движения лавины по трассе с большими уклонами происходит вовлечение дополнительных снежных масс, находящихся до этого момента в состоянии неустойчивого равновесия. Поэтому можно рассматривать это движение как поток с неустановившимся расходом. В процессе движения указанный поток, благодаря большим абсолютным значениям средней скорости, вовлекает в движение и воздух – под действием сил вязкого трения. При этом частицы потока приходят во взвешенное состояние. В результате данное движение можно рассматривать как снеговоздушный поток. На нижней части своей трассы этот поток имеет уже постоянный расход и движется с меньшими уклонами, что влечет за собой его частичную деаэрацию. Описанное выше движение снеговоздушного потока имеет определенный аналог, а именно, движение бурного аэрированного потока на гидротехнических сооружениях, быстротоке или низовой грани высокой водосливной плотины /15/. Поскольку речь идет об аналогичных, а не одинаковых явлениях, можно принять в первом приближении бурный аэрированный водяной поток в качестве модели снежной лавины. Так как снежные лавины обычно имеют довольно широкий фронт, здесь целесообразно рассматривать двумерную задачу. В гидротехнической практике при движении бурных потоков с высокими скоростями принимаются защитные меры для предотвращения разрушения основания сооружения этим потоком. В качестве такой защитной меры считается эффективным устройство носков-трамплинов, отбрасывающих указанный поток в виде струи на большое расстояние от сооружения. При большой ширине потока (например, на водосливной плотине) указанные носки-трамплины выполняются круглоцилиндрической формы. Круглоцилиндрический носок-трамплин рассеивает отброшенную струю в вертикальной плоскости. Таким образом, если на трассе

движущейся снежной лавины окажется поверхность в форме круглоцилиндрического носка-трамплина, то можно с достаточным основанием предполагать, что на сходе с кромки указанной поверхности образуется отброшенная снеговоздушная струя, движущаяся в воздушном пространстве, рассеивающаяся в вертикальной плоскости и падающая на землю на значительном расстоянии. Следует учитывать, что на криволинейной поверхности носка-трамплина под действием центробежных сил происходит дополнительная деаэрация потока, что способствует увеличению дальности отлета отброшенной снеговоздушной струи. В результате защищаемое сооружение, а в нашем случае это лавинозащитная галерея, оказывается ниже отброшенного снеговоздушного потока, в своего рода «динамическом тоннеле». При этом отброшенный поток с трамплина не оказывает динамического воздействия на защищаемое сооружение, благодаря чему предотвращается нарушение устойчивости основания указанного сооружения, что, несомненно, лучшим образом отразится на сейсмостойкости данного сооружения. Что касается собственно трамплина как сооружения, он подвергается, в основном, сжимающим нагрузкам, определяемым суммарно статическим давлением снеговоздушного потока и центробежными силами, направленными в радиальных направлениях. Горизонтальные сдвигающие силы и изгибающие моменты в данном случае будут сравнительно невелики. Поэтому конструкция не потребует особо насыщенного армирования и выполнения сложных земляных работ. Поверхность трамплина может выполняться по шаблонам или же образовываться из сборных железобетонных блоков – как заводского изготовления, так и сооружаемых на месте работ в разборной опалубке.

После завершения схода снежной лавины защищаемое сооружение может оказаться присыпанным снегом, однако его объем несопоставим с общим объемом всей снежной лавины. При проектировании описанных выше лавинозащитных сооружений необходимо выполнение достаточно достоверных расчетов для определения:

- дальности отлета отброшенной снеговоздушной струи L (то есть расстояния по горизонтали от кромки трамплина до пересечения оси струи с поверхностью земли);

- очертания траектории полета струи (то есть ординаты, а траектории по оси струи на любом расстоянии от кромки трамплина);
- толщины струи В.

Для определения дальности отлета L отброшенной струи использована расчетная формула С.О.Зеге (по Бройду И.И., 1977) с экспериментальным уточнением:

$$L = \frac{I_0}{M_0 g} \operatorname{tg} \beta_0 F(\beta_0) \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2a}{\frac{I_0}{M_0 \operatorname{tg}^2 \beta_0 F(\beta_0)}}}} \right] \eta, \quad (3.1)$$

где η – коэффициент, учитывающий плотность снежной массы и трение снега о поверхность, $\eta=1,15$; I_0 - секундный импульс потока на сходе с трамплина (интегральная характеристика динамического давления), кг/с²:

$$I_0 = \int_0^h \rho_0 U_0^2 dh; \quad (3.2)$$

M_0 – интегральная характеристика локальной плотности на сходе с трамплина, кг/м²:

$$M_0 = \int_0^h \rho_0 dh; \quad (3.3)$$

ρ_0 – локальная плотность потока на сходе с трамплина, кг/м³; u_0 – локальная скорость потока на сходе с трамплина, м/с; a – ордината уровня падения струи

(относительно кромки трамплина), м; g – ускорение силы тяжести, м/с²; h – высота потока (в радиальном направлении) на сходе с трамплина, м; β_0 – угол схода струи (угол наклона к горизонту касательной к поверхности трамплина в точке пересечения ее с кромкой); $F(\beta_0)$ – экспериментальная функция, определяемая зависимостями:

$$\text{при } 0^\circ \leq \beta_0 \leq 29^\circ 18' \quad F(\beta_0) = 0,52 - 0,038\beta_0^r,$$

$$\text{при } \beta_0 \geq 29^\circ 18' \quad F(\beta_0) = 0,82 - 0,63\beta_0^r,$$

где β_0^r – значение β_0 в радианах.

Для водяной струи, отбрасываемой трамплином, используется выражение

$$\frac{I_0}{M_0 g} = \frac{\alpha_0 v_0^2}{g}, \quad (3.4)$$

где v_0 – средняя по сечению скорость потока, м/с; α_0 – коэффициент Кориолиса.

В ходе проведенных экспериментальных исследований по натурному моделированию движения снеговоздушной струи по криволинейной поверхности трамплина был получен поправочный коэффициент $\alpha_0=0,78$.

Определение траектории отброшенной струи производится путем вычисления ординаты а обратным расчетом по формуле (3.1) – для разных принимаемых расстояний L . Определение толщины струи D (в ортогональном направлении к криволинейной продольной оси струи) может быть выполнено с использованием обобщенной графической зависимости /34/. С учетом того, что формула (3.1) получена для водяного потока, результаты расчетов по ней могут отличаться от натуральных результатов движения реального снеговоздушного потока. Однако, поскольку имеют место подобные (в гидравлическом смысле) течения, указанные различия будут определяться некоторым

поправочным коэффициентом, который, в первом приближении, можно считать константой или линейной функцией какого-либо параметра.

Как было сказано выше, отброс снеговоздушного потока от конструкции самой лавинозащитной галереи позволяет оптимизировать несущую способность галереи. Дело в том, что у каждого сооружаемого сооружения есть так называемый запас прочности. При постоянном динамическом воздействии данный запас прочности может иссякнуть вследствие таких известных факторов, как «усталость» металла, бетона и железобетонных конструкций. По этой причине различные сооружения выходят из строя иногда раньше проектных эксплуатационных сроков. Интегрирование конструкции «трамплин» в конструкцию лавинозащитной галереи позволяет уменьшить динамические воздействия от схода снежных лавин на конструкцию галереи и позволяет, во-первых, увеличить срок службы защищаемого сооружения, во-вторых, улучшить сейсмостойкость галереи, так как за счет появления дополнительных связей вследствие интегрирования новой конструкции повышаются упругие характеристики сооружения, что, несомненно, лучшим образом отразится на сейсмостойкости всей лавинозащитной галереи. Также можно будет уменьшить армирование конструкции галереи, что повлечет снижение общей массы сооружения. При сейсмическом воздействии данный фактор сыграет положительную роль в сейсмостойкости галереи.

Еще одним важным техническим обоснованием использования этого решения служит то, что решается вопрос о гидроизоляции защитной галереи. Как уже было сказано выше, при достижении влажности снега на лавиноопасных участках критической отметки образуются гидронапорные лавины, характеризующиеся как потоки воды с грунтовыми примесями. Для защиты галерей от селей используют сложную систему гидроизоляции. На практике не всегда удается полностью решить эту проблему, так как она требует постоянных эксплуатационных затрат. Отброс воды селей через трамплин позволяет свести на нет нарушение гидроизоляции перекрытий лавинозащитной галереи.

В результате проведенных экспериментальных исследований были выявлены конструктивные недостатки предложенного технического решения, а именно, узлы сопряжения трамплина с подпорной стеной и со склоном не дают достаточной прочности

и устойчивости во время сейсмического воздействия. Сам трамплин, выполненный полым с низовой стороны и заполненный с низовой стороны демпфирующим материалом, показал недостаточную прочность при динамическом воздействии, а заполнение полости грунтом чревато развитием пассивного давления грунтовой толщи. В этой связи предлагается иная и видоизмененная конструкция лавинозащитной галереи с трамплином.

Задачей улучшенного технического решения является повышение эффективности отброса и гашения лавины с обеспечением динамической устойчивости лавинозащитного сооружения в виде интегрированной конструктивной системы галерея – трамплин.

Поставленная задача решается тем, что лавинозащитная галерея-трамплин, расположенная на лавиноопасном склоне над предохраняемым участком железнодорожного или автомобильного пути, содержит установленную на фундаменте подпорную стену, на которой размещено перекрытие, покрытое виброизоляционным слоем, и полуцилиндрический трамплин. Согласно техническому решению, подпорная стена имеет С-образную форму, размещенную вогнутой частью в сторону склона, перекрытие выполнено в виде консольной плиты и оперто на гребень подпорной стены, а полуцилиндрический трамплин установлен на части перекрытия, опирающийся на гребень подпорной стены (по плоскости гребня подпорной стены).

Заявляемое техническое решение позволяет уменьшить расход строительных материалов в результате исключения возведения колонн и выполнения подпорной стены С-образной формы, что повышает ее сопротивление давлению грунта, так как обеспечивается диагональный вектор давления грунта, снимающий напряжения подпорной стены от сдвиговых усилий горных пород. Это положительно сказывается на сейсмостойкости сооружения. Использование консольной конструктивной схемы галереи позволяет отказаться от опор перекрытия с низовой стороны, чем также обеспечивается экономия средств и меньшая масса сооружения. Размещение полуцилиндрического трамплина на поверхности консольной плиты перекрытия по плоскости гребня подпорной стены обеспечивает геометрическую целостность

конструкции галереи – трамплин в пространстве для более оптимальной работы на отброс лавины и сейсмостойкость.

Конструктивное решение поясняется рис. 3.3, на котором показана лавинозащитная галерея–трамплин, поперечное сечение.

Лавинозащитная галерея–трамплин содержит размещенную на лавиноопасном склоне С-образную подпорную стену 1, обращенную вогнутой частью 2 в сторону склона и установленную на фундаменте 3, выполненное в виде консольной плиты перекрытие 4, опертное на гребень 5 подпорной стены 1 над защищаемым участком 6 железнодорожного или автомобильного пути и покрытое виброизоляционным слоем 7, и полуцилиндрический трамплин 8, установленный на части 9 перекрытия 4, опирающейся на гребень 5 подпорной стены 1.

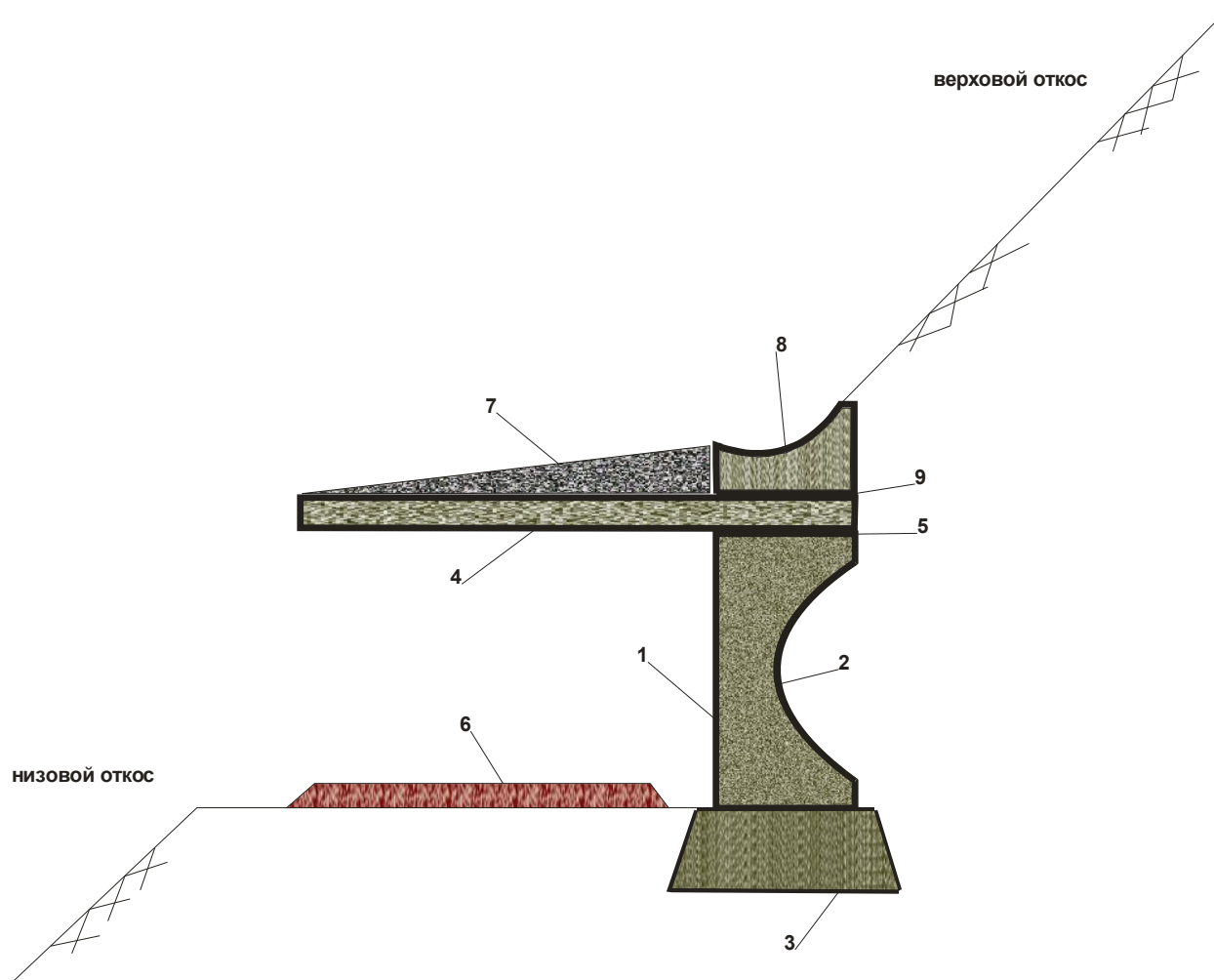


Рис. 3.3. Новое техническое решение защитной галереи

Лавинозащитная галерея–трамплин работает следующим образом.

Движущийся вниз по верховому откосу снего-воздушный или селевой поток к лавинозащитной галерее – трамплину встречает на своем пути полуцилиндрический трамплин 8 и в результате взаимодействия с ним изменяет траекторию движения, устремляясь в вертикальную плоскость, не оказывая на плиту перекрытия 4 галереи динамического воздействия, и, минуя ее, падает в низовой склон. Таким образом, плита перекрытия 4 оказывается в некоем динамическом тоннеле, подвергаясь лишь незначительному остаточному воздействию лавины, что обеспечивает динамическую устойчивость лавинозащитной галереи–трамплина.

3.2. Сейсмостойкая конструкция галереи с подвесным перекрытием

Известно устройство для защиты объектов от динамического воздействия, содержащее опоры, решетчатое ограждение, гибкими связями присоединенное к элементам опор и расположенное с зазором над поверхностью земли. Ограждение образовано из горизонтально расположенных одна над другой балок, которые соединены между собой упомянутыми гибкими связями, причем верхние части гибких связей закреплены на консолях опор, которые выполнены Т-образными, а нижние части соединены с одной стороны опор посредством гасителей колебаний, при этом наружная поверхность опор выполнена упругой /147/.

Устройство для защиты объектов от динамического воздействия содержит решетчатое ограждение, вертикально смонтированное и расположенное между опорами, которые представляют собой железобетонный сердечник 1, защищенный уложенными друг на друга утилизированными автомобильными покрышками 2. Решетчатое ограждение собрано из спаренных длинномерных балок 3, расположенных горизонтально рядами по высоте решетчатого ограждения, вдоль защищаемого объекта и гибких эластичных связей 4, защемленных внутри спаренных длинномерных балок. Сами спаренные длинномерные балки состоят из двух балок трапецеидального сечения шпального профиля, они скреплены болтовыми соединениями 5 и образуют в сечении шестигранник. Решетчатое ограждение, в свою очередь, закреплено на консолях спаренных балок 6, прикрепленных к опорам анкерами 7. Нижняя часть решетчатого

ограждения с обеих сторон соединена опорами гасителей 8 колебаний, установленных с фасада защитного устройства.

Устройство для защиты объектов от динамического воздействия работает следующим образом. Каменные глыбы, отрываясь от косогора и скатываясь по нему, обретают значительную кинетическую энергию. При соударении с опорами покрышки гасят кинетическую энергию, оставшуюся энергию воспринимает на себя железобетонный сердечник опоры благодаря своей решетчатой гибкости. Гасители колебаний возвращают низовую часть решетчатого ограждения в исходное положение, выравнивая ее, вызывая тем самым усилие для отбрасывания глыбы в сторону откоса с учетом веса самого решетчатого ограждения (рис. 3.4).

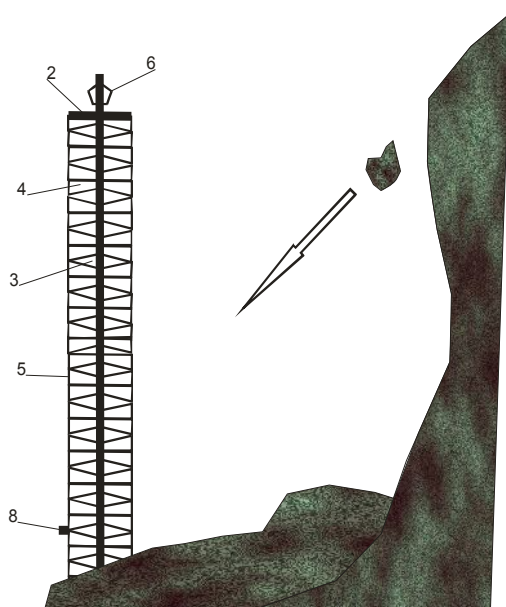


Рис. 3.4. Устройство от динамических воздействий

Данное устройство не позволяет защищать дороги от гидронапорных потоков лавин и селей и требует постоянных эксплуатационных работ по расчистке от каменных обвалов.

Известно устройство для защиты от снежных лавин, включающее в себя смонтированные на склоне штанги и крепежные тросы, связанные концами между собой

и со штангами, которые расположены на склоне рядами с уменьшающимся сверху вниз расстоянием между рядами и между штангами для защиты от снежных лавин /148/ (рис. 3.5).

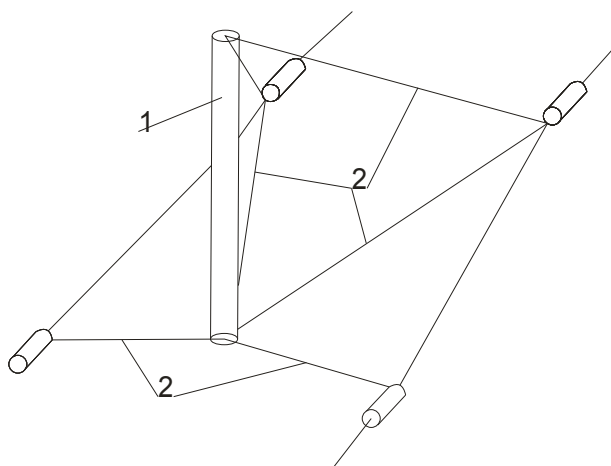


Рис. 3.5. Устройство для защиты от снежных лавин:

1 – штанги, 2 – тросы

Эффективность снижения энергии движущейся массы лавины указанным устройством мала ввиду незначительности суммарной площади поверхностей противодействующих элементов (штанг и тросов).

Известен также гаситель энергии лавины, содержащий экран, размещенный на склоне поперек движения лавины, и тросовые оттяжки для соединения экрана с демпфером, образованным плитой. Экран установлен с возможностью поворота относительно линии сопряжения его со склоном, а тросовые оттяжки закреплены на склоне с нагорной стороны и плита уложена на склоне поверх тросовых оттяжек /149/ (рис. 3.6).

Недостатком приведенного гасителя энергии лавины является малая эффективность защиты объекта от лавины, гаситель энергии работает подобно лавинобору или удерживающей дамбе, что снижает эффективность работы сооружения, так как она зависит от объемов удерживаемых масс.

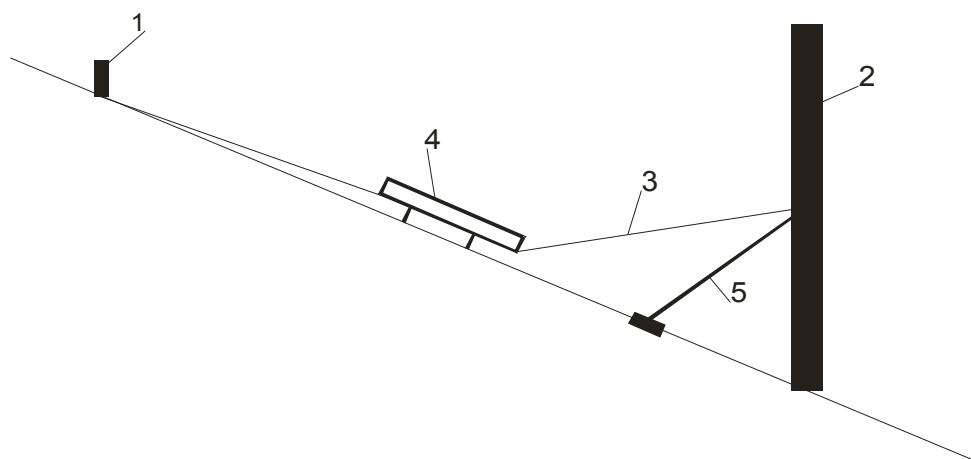


Рис. 3.6. Гаситель энергии лавины:

1 – стойка, 2 – удерживающий экран, 3 – оттяжки, 4 – плита, 5 – подпорка

Как видно из обзора существующих конструкций демпферов лавинной составляющей нагрузок, в настоящее время не существует оптимальных конструкций, работающих на долгосрочный период, по защите автомобильных и железных дорог от схода снежных лавин, за исключением классических конструкций лавинозащитных галерей. Как говорилось выше, существующие конструкции защитных галерей являются массивными и жесткими, что отрицательно сказывается на их устойчивости во время сейсмического воздействия. Анализ висячих и податливых систем мостового строительства показал эффективность применения подобных конструкций в районах строительства с повышенной сейсмической опасностью.

Предлагается концептуальное конструктивное решения лавинозащитных галерей на основе использования висячей системы, названное – **сейсмостойкий гаситель энергии лавины**. В этом решении предлагается использовать перекрытие защитных галерей в висячем положении, это позволит получить эффект демпфирования динамических нагрузок, а также исключает передачу своего веса перекрытиями на подпорные стены. Данное решение позволяет отказаться от опор с низовой стороны, так как перекрытие в виде балки жесткости не требует отпираания на опоры с низовой стороны. Это даст значительное сокращение массы всего сооружения и лишит балку жесткости дополнительных жестких связей, что повысит сейсмостойкость всей защитной галереи. Немаловажным является также то, что в результате применения этой конструкции снижается расход железобетонных изделий ввиду отказа от низовых опор,

что дает значительную экономию финансовых средств на строительство предлагаемого сооружения.

Задачей технического решения является повышение эффективности гашения энергии лавины с обеспечением сейсмической устойчивости гасителя энергии в виде висячего перекрытия галереи.

Поставленная задача решается тем, что гаситель энергии лавины, содержащий размещенный на лавиноопасном склоне демпфер, включающий плиту и стальные тросы, согласно изобретению, выполнен в виде плиты перекрытия снегозащитной галереи, подвешенной на расположенную поперек движения лавины вантовую систему, состоящую из двух параллельных рядов несущих горизонтально-эллиптических вант и скрепленных с ними вертикальных вант, каждый из которых подвижно соединен с установленными с боковых сторон плиты перекрытия пилонами посредством несущих горизонтально-эллиптических вант, свободные концы которых в виде растяжек с противоположных сторон пилонов жестко заземлены в опорных частях, расположенных на отдельно стоящих фундаментах, кроме того, поверх плиты перекрытия размещен виброизоляционный слой.

Конструктивное решение поясняется чертежами на рис. 3.7, 3.8, 3.9.

На рис.3.7 показан гаситель энергии лавины, общий вид; на рис. 3.8 показано поперечное сечение 1-1; на рис. 3,9 - поперечное сечение 2-2.

Гаситель энергии лавины содержит размещенную на лавиноопасном склоне балку жесткости 1 снегозащитной галереи, подвешенную на вантовую систему, расположенную поперек движения лавины и состоящую из двух параллельных рядов несущих горизонтально-эллиптических вант 2 и скрепленных с ними вертикальных вант 3. С боковых сторон балки жесткости 1 установлены пилоны 4, к которым подвижно соединена вантовая система посредством несущих горизонтально-эллиптических вант 2, свободные концы 5 которых в виде растяжек жестко закреплены в опорных частях 6, расположенных на отдельных фундаментах. Поверх балки жесткости 1 размещен виброизоляционный слой 7 для амортизации динамических нагрузок от удара лавины. Ванты 2 гибко подвешены на пилоны 4 с помощью шарниров или роликов 8.

Гаситель энергии лавины работает следующим образом. Он способен противодействовать как лавинной нагрузке, так и сейсмической нагрузке. При сходе

снежной лавины или селевого потока их динамическое воздействие воспринимается вантовой системой и теряет энергию в результате столкновения с вантами и разрезания ими снежно-селевых масс. Прошедшая сквозь вантовую систему дефрактированная лавинная масса воспринимается плитой перекрытия и далее проходит в низовую сторону склона. Таким образом, основной удар от лавинного потока воспринимает плита галереи, но в виду того, что плита перекрытия подвешена, она не получает резонансных явлений, так как упругие смещения гасят напряжения от удара лавинного, селевого и снего-воздушного потоков.

При сейсмическом воздействии подвешенная балка жесткости получает упругие смещения, т.е. колеблется с периодом колебаний, соответствующим периодам колебаний земной поверхности при землетрясении. Это соответствует эффекту инерционного гасителя, препятствуя разрушению заявленного сооружения.

Таким образом, обеспечивается повышение эффективности гашения энергии лавин (селевой и снего-воздушный поток) и сейсмостойкости гасителя энергии лавины.

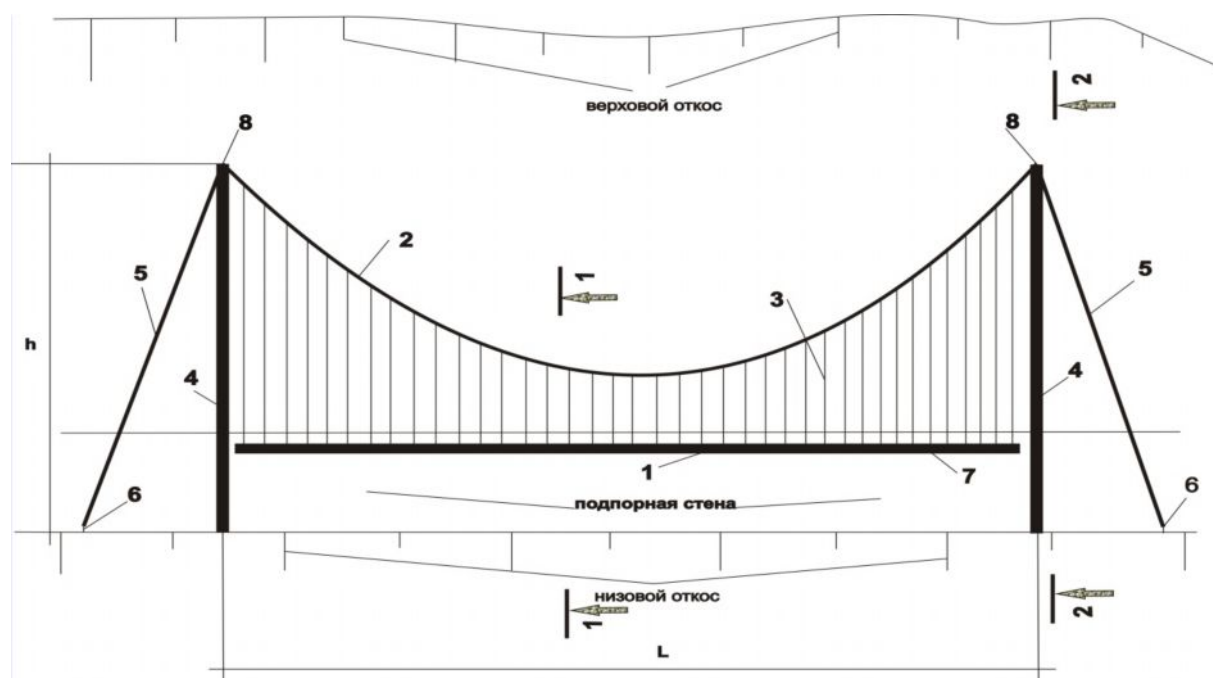


Рис. 3.7. Общий вид гасителя энергии лавины

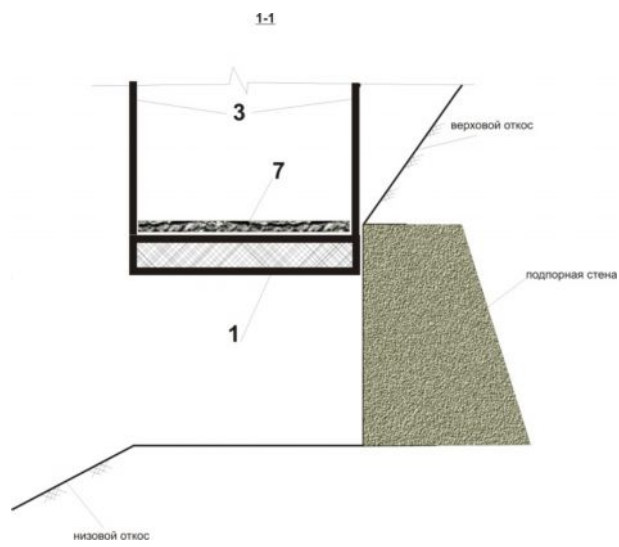


Рис. 3.8. Поперечное сечение 1-1 (рис. 3.7)

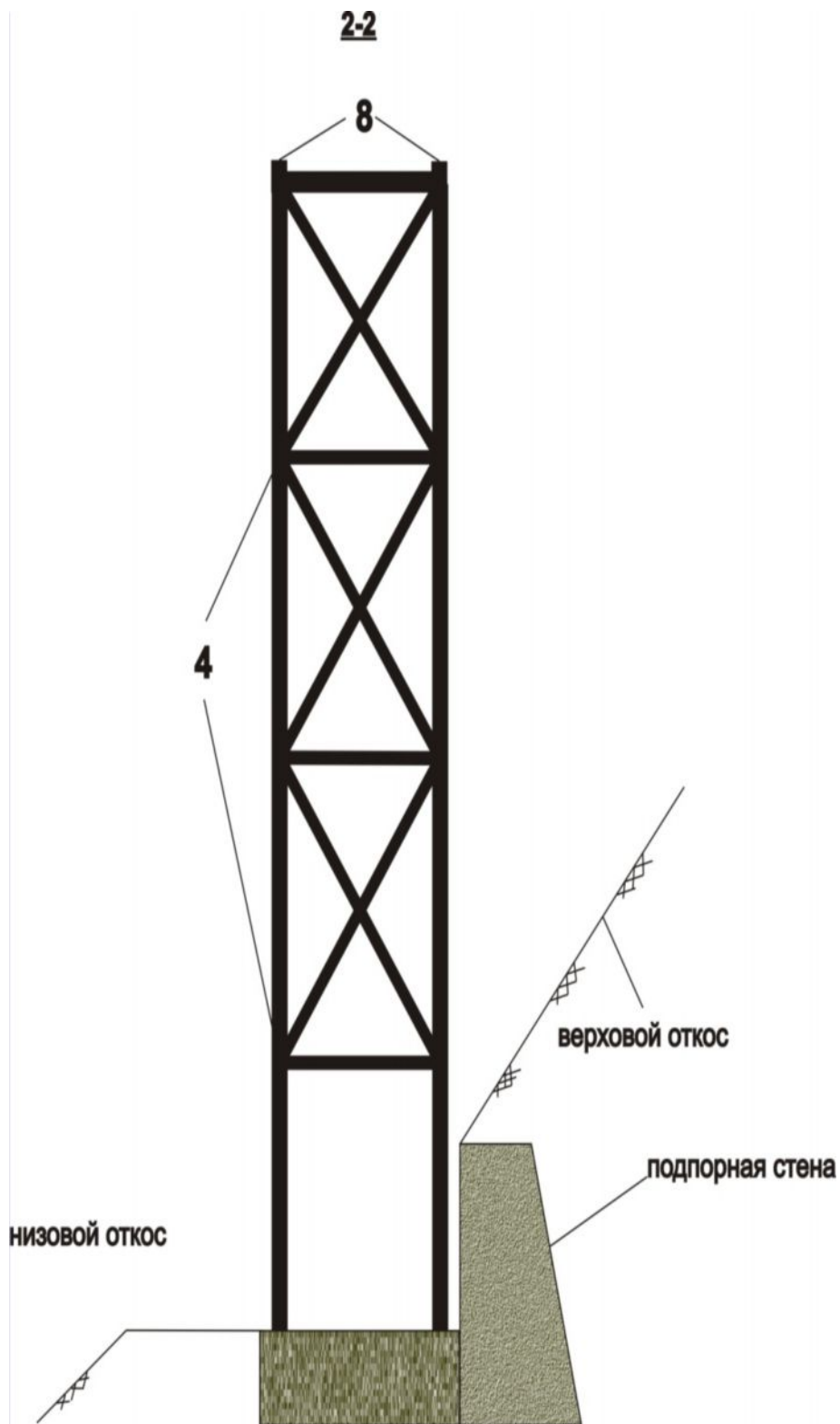


Рис. 3.9. Поперечный разрез 2-2 (рис. 3.7)

3.3. Устойчивая в динамике конструктивная система галерея – виадук

Висячая конструктивная система широко известна и получила обширное применение в мостовых сооружениях. По этой причине нецелесообразно приводить

конкретные их конструктивные решения в качестве аналогов и прототипов для описания предлагаемой ниже новой технической концепции для снегозащитных галерей. Общеизвестны классические конструктивные системы лавинозащитных галерей. С ракурса теории сейсмических колебаний и сейсмостойкого строительства конструктивные особенности галерей требуют переработки с тем, чтобы соответствовать требованиям нового научного тренда, основанного на сокращении массы, излишней жесткости и неоправданной монументальности, характерных для советской научной мысли. В условиях настоящего времени, когда инфраструктурные проекты требуют краткосрочной окупаемости и повышенной ликвидности, нужно стремиться следовать современным технологическим тенденциям.

В этой связи предлагается концептуальное техническое решение на основе гибридной конструкции снегозащитной галереи и горного мостового сооружения. Лавинозащитные галереи и виадуки являются аналогичными сооружениями в части их локализации в особых геологических структурах. Как известно, защитные галереи сооружают на склонах и параллельно им для защиты автомобильных и железных дорог от схода снежных лавин, тогда как виадуки устраивают двух типов. В первом случае это виадуки поперечного пересечения ущелий и разломов для соединения дорог на одном уровне, второй тип – это продольное пересечение геологических структур. В рамках предлагаемого технического решения использовался тип продольного виадука.

Для обоснования данной разработки следует отметить, что классические защитные галереи состоят из подпорной стены на всей линейной протяженности сооружения для защиты от сдвиговых усилий горных пород. Перекрытие галереи опирается с одной стороны на подпорные стены, с другой стороны – на низовые опоры, в случаях использования консольной системы отказываются от низовых опорных частей, что не всегда возможно из-за геологических условий местности строительства. Подпорные стены сооружают массивными, низовые опоры возводят из условий требований перекрытия. Таким образом, защитные галереи представляют собой довольно тяжелые и жесткие конструкции. При возбуждении колебаний грунта излишние характеристики по массе и жесткости становятся неоправданными, иногда разрушительными для самих сооружений, защищаемых объектов и для населения.

Внедрение этого технического решения позволяет:

- отказаться от подпорных стен при строительстве защитных галерей вследствие выноса сооружения за пределы горного склона, что позволяет не нарушать геологически сложившуюся структуру склона;
- отказаться от низовых опор, что позволяет конструктивная схема предлагаемого технического решения;
- повысить устойчивость предлагаемого сооружения при сейсмическом воздействии, так как контакт всего сооружения с грунтом основания производится только в двух точках плоскости отпираания пилонов, а также висячая система позволяет колебаться сооружению без развития резонансных явлений и предельных напряжений;
- количественно уменьшить лавинную нагрузку, так как сооружение согласно изобретению повышается в вертикальной плоскости выше уровня фронта атаки снежных лавин;
- исходя из вышесказанного получить значительный экономический и социальный эффект.

Поставленная задача решается тем, что тело галереи прошло так называемую процедуру «женитьбы» с балкой жесткости виадука, иными словами, полуарочной конструкции галерея интегрирована в балку жесткости висячего мостового сооружения. Как правило, виадуки продольного пересечения опираются на опоры, имеющие значительную высоту, так как отпираение их на грунт основания производится в самых минимальных горизонталях в плане. Предлагаемое решение позволяет более экономичный вариант, когда пилоны устраиваются на приемлемых уровнях склона, так как галерея–виадук проходит параллельно склону. Для решения этой задачи использована Г-образная конструкция пилонов.

Конструктивно галерея–виадук представляет собой полуарочное тело защитной галереи, интегрированное в балку жесткости, которая подвешена на вертикальные металлические тросы (кабели, ванты) с двух боковых сторон по всей своей линейной протяженности, вертикальные тросы подвешены на двухрядную систему горизонтально-эллиптических кабелей большего сечения, которые, в свою очередь, шарнирно подвешены на консоли двух Г-образных пилонов с двух концов балки жесткости, а их

концы жестко закреплены на анкерных опорах, на отдельных фундаментах. Г-образные пилоны представляют собой вертикальный пилон, на который установлена консоль, при этом система двухрядных горизонтально-эллиптических вант подвешена на фронтальную часть консолей, тогда как тыловая сторона консоли жестко соединена металлическими оттяжками с подпорной стеной пилон. Это позволяет консолям нести балку жесткости посредством системы вант без разрушения равновесного состояния, так как тыловая сторона консоли посредством металлических оттяжек соединена весом подпорной стены пилон. Таким образом, Г-образные пилоны конструктивно подобны монтажным кранам, почти вековой опыт использования монтажных кранов показывает, что данное решение для пилонов технически обосновано. Длина консоли (стрелы) пилон зависит от того, насколько необходимо вынести балку жесткости за пределы горного склона.

Данное решение позволяет строить подпорную стену только в двух местах – в районе устройства пилонов, это позволяет, во-первых, экономить средства на устройство подпорных стен на всем протяжении галереи, во-вторых, не нарушать геологическую структуру горного склона и вести разработку грунта с тем, чтобы устроить дорогу, галерею, подпорную стену и другие коммуникации на склоне. При входе в зону лавинной опасности и на выходе можно устроить массивные Г-образные пилоны с регулированием длины консолей (стрел) пилонов с тем, чтобы обеспечить безопасное с точки зрения лавинной опасности удаление балки жесткости от склона. Для более оптимальной защиты сооружения от лавинной опасности предлагается повесить в вертикальной плоскости балку жесткости для того, чтобы поднять сооружение над основным фронтом атаки лавины. Это позволит количественно сократить лавинную нагрузку. Ясно, что невозможно возвысить сооружение для полной защиты от лавинной нагрузки до уровня вершины пилон из-за технических особенностей вантовой системы, а увеличение высоты пилонов недопустимо как по соображениям устойчивости, так и по финансовым обстоятельствам.

После выхода из зоны лавинной опасности можно посредством конструктивной системы виадука достичь оптимального уровня дороги в вертикальной плоскости, чтобы продолжить ее по простой насыпи.

Противолавинная работа системы галерея – виадук выглядит следующим образом. Снего-воздушный или селевой поток, движущийся вниз по склону, создает фронт атаки на сооружение, встречающее на его пути. Так как балка жесткости, на которой установлено тело галереи, возвышается над уровнем фронта атаки лавины, то она не получает удара от лавины. Таким образом, лавина, не встречая на своем пути препятствия, падает в низовой склон, не воздействуя на сооружение. Понятно, что фронт атаки лавины зависит от объемов частиц своей массы, и не всегда она будет сходить нейтрально к сооружению. Именно по этой причине на балку жесткости интегрируется защитная галерея, с тем, чтобы защитить дороги и коммуникации. Но количественное динамическое воздействие лавины заметно сокращается. По этой причине можно использовать облегченную и простую конструкцию тела галереи. Исходя из аэродинамики лавинной нагрузки, полуарочная конструкция представляется наиболее подходящей. Ввиду того, что верхний свод галереи не получает динамической нагрузки, можно отказаться от использования виброизоляционного слоя для защиты свода. Это тоже даст экономию средств.

Касательно дорогостоящей и сложной в эксплуатационной части галерей – гидроизоляции, можно сказать, что от нее тоже можно отказаться, так как галерея не сопрягается с горной породой и не воспринимает гидронапорных воздействий.

Антисейсмичная работа системы галерея – виадук основана на пассивном противодействии сейсмическим силам. При землетрясении висячая система позволяет сооружению колебаться без накопления предельных напряжений и система галерея – виадук не достигнет разрушения. Данное утверждение подтверждается опытом эксплуатации висячих мостовых сооружений в странах с высокой сейсмичностью, проэкзаменованных достаточно сильными сейсмическими колебаниями.

Предлагаемое техническое решение поясняется моделями на рис. 3.9, 3.10, 3.11, 3.12. Расшифровка числовых обозначений рис. 3.9 – 3.12: 1 – балка жесткости, 2 – пилон, 3 – опоры жесткого закрепления вант, 4 – подпорная стена, 5 – опоры виадука, 6 – горизонтально-эллиптические кабели, 7 – вертикальные тросы, 8 – диагональные ванты, 9 – консоль пилона, 10 – полуарочное тело галереи, 11 – тросовые оттяжки консолей, 12 – фундамент пилона, 13 – фронт атаки лавины, 14 – узел закрепления оттяжек консолей к подпорной стене, 15 – шарнирные узлы закрепления кабелей к консоли, $h_{\text{пилона}}$ – высота

Вид Б

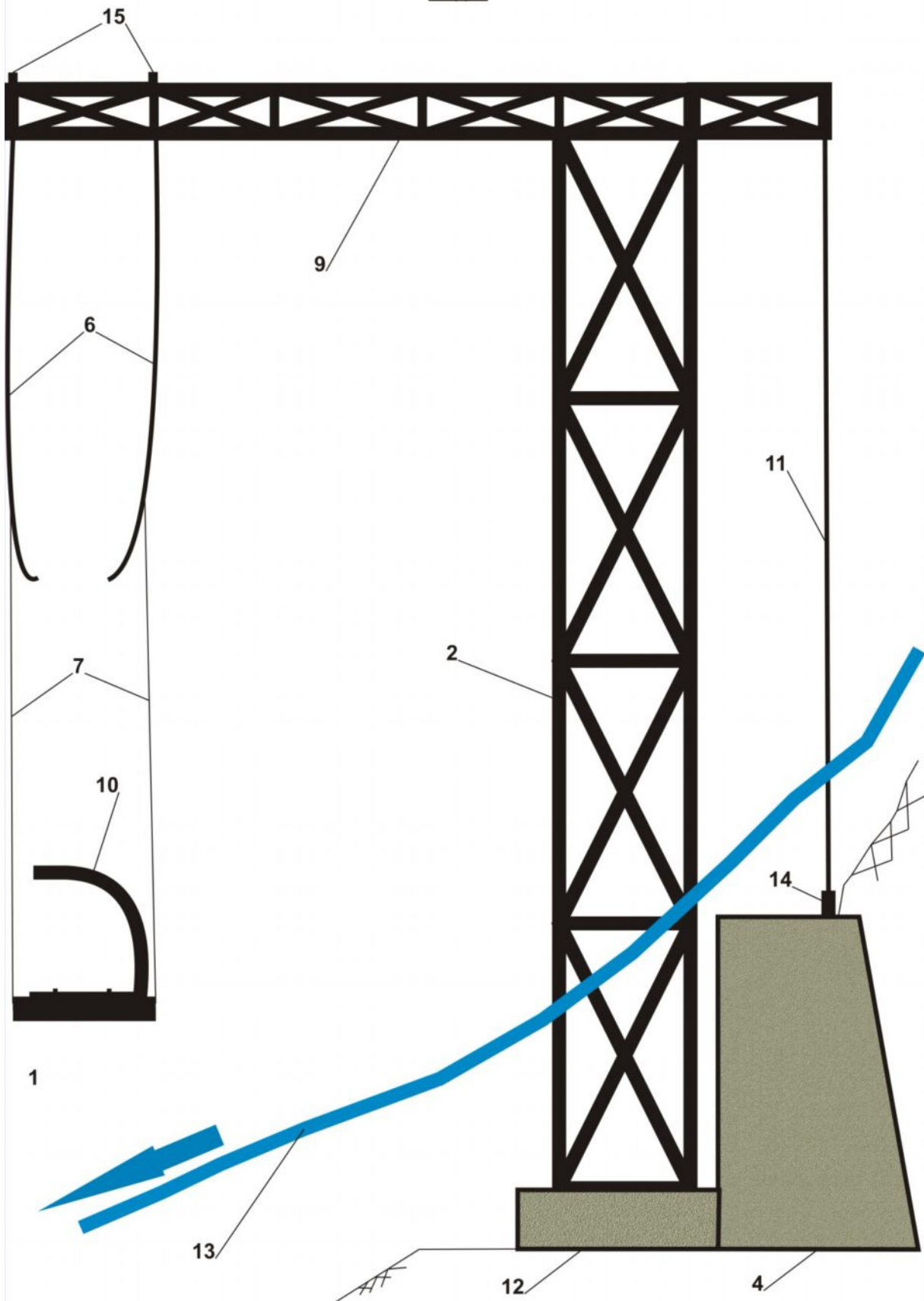


Рис. 3.11. Вид Б галереи-виадука

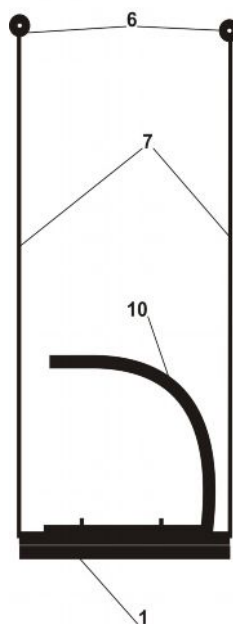


Рис. 3.12. Вид В галереи–виадука

3.4. Новая конструкция подводного тоннеля

Известно устройство для транспортировки газа и жидкостей, содержащее взвешенный в толще воды трубопровод, соединенный гибкими тросами с плавучими опорами, снабженное свободно расположенными на дне грузами, эластичными резиновыми или подпружиненными изменяемой длины растяжками с зажимами, страховочными тросами и закрепленными на трубопроводе пластмассовыми обжимными, выполненными из двух полуколец муфтами, при этом на последних закреплены концы гибких тросов плавучих опор, причем грузы и муфты соединены растяжками и страховочными тросами /150/.

Устройство (конструктивная схема) взвешенного трубопровода изображено на рис. 3.13.

На трубопроводе 1 закреплена болтами 2 пластмассовая обжимная муфта 3, которая состоит из двух полуколец 4, 5. На фланцах полуколец расположены отверстия для закрепления тросов тяг 6, свободно страховочных синтетических концов 7 и создающих подъемную силу двух одинаковых буйев 8. При необходимости обозначения трассы трубопровода некоторые из буйев могут располагаться на поверхности водоема. Буи рассчитаны на то, что каждого из них достаточно для надежного поддержания

трубопровода в рабочем состоянии. Закрепление всех тросов осуществляется изготовленными из нержавеющей материала зажимными муфтами 9 с отверстиями 10 с диаметрами, равными диаметрам тросов. Муфта закрепляется винтом 11 на свободном конце соответствующего троса и позволяет легко изменять его длину. Для создания упругой "виброустойчивой" системы тросы, присоединенные на дне к грузам 12, выполнены из резины или синтетики. В последнем случае они прикрепляются к муфте 3 через промежуточную пружинную вставку 13.

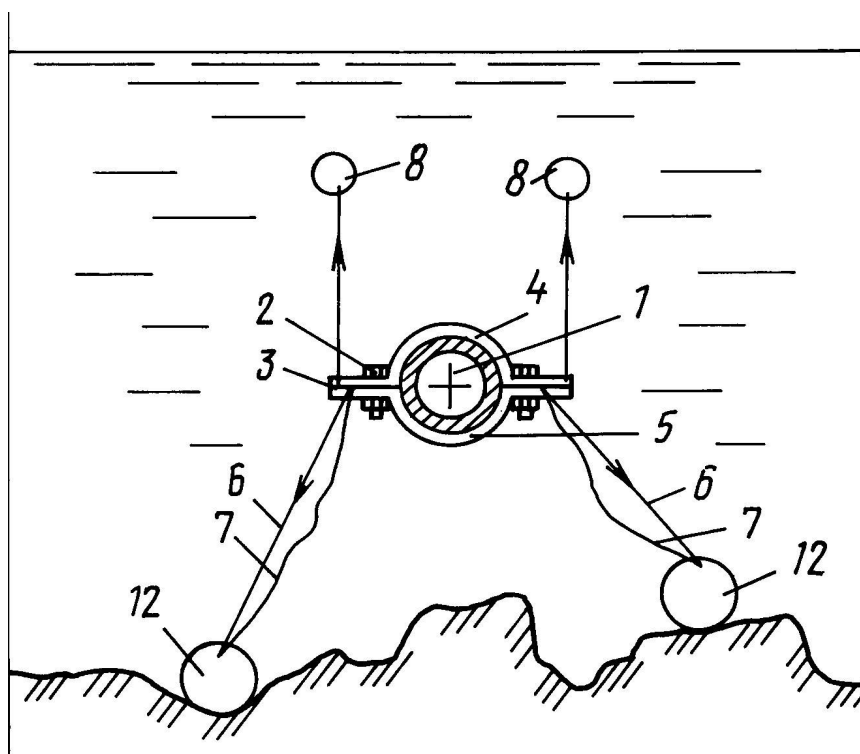


Рис. 3.13. Устройство взвешенного трубопровода

Подобная схема, а именно регулирование положения в водном массиве для тоннелей, не представляется возможной, хотя концепция плавучего состояния аналогична предлагаемому техническому решению.

Известна подводная транспортная тоннельная система, соединяющая первый и второй берега противоположных участков суши, разделенных толщей воды, включающая первую и вторую водонепроницаемые удлиненные наклонные трубчатые тоннельные секции, предназначенные для въезда и выезда из тоннельной системы, причем первая и вторая тоннельные секции вмонтированы в первый и второй берег соответственно, уходя из береговой линии в толщу воды на предписанную глубину навстречу друг другу. Множество подводных удлиненных водонепроницаемых

промежуточных трубчатых тоннельных секций, каждая из которых простирается между своими противоположными торцами, имеет продольную ось и содержит внутри между своими торцами дорожное полотно со средствами его поддержки, а также водонепроницаемые соединительные средства, соединяющие противоположные торцы соседних промежуточных тоннельных секций а также удаленные торцы первой и второй тоннельных секций с одним из торцов соседних с ними промежуточных тоннельных секций, так, что продольные оси первой и второй тоннельных секций и промежуточных тоннельных секций преимущественно выровнены в продольном направлении. Хотя бы одна промежуточная тоннельная секция снабжена хотя бы одной подвижной перегородкой, выполненной с возможностью встраивания в дорожное полотно в опущенном горизонтальном положении, и герметично перекрывающей сквозной проезд поперек над дорожным полотном промежуточной тоннельной секции в своем поднятом положении /151/.

Система соединяет берега 1 и 2, разделенных толщей воды 3, и включает прибрежные водонепроницаемые трубчатые тоннельные секции 4 и 5, предназначенные для въезда и выезда из тоннельной системы через береговые сооружения 6, несколько подводных водонепроницаемых промежуточных трубчатых тоннельных секций 7, установленных на соответствующих фундаментных плитах 8 и содержащих два дорожных полотна 9 и 10, смонтированных в два яруса с помощью средств поддержки (не показаны), водонепроницаемые кольцевые соединительные средства 11. Тоннельные секции 7 содержат по четыре подвижные перегородки 12 - по две с каждой стороны каждого дорожного полотна 9, 10, встроенные в них в опущенном положении и герметично перекрывающие сквозной проезд с помощью уплотнительных элементов 13, 14 за счет гидроцилиндров 15. Таким образом, полость над дорожным полотном 9 и/или 10 может быть герметично заглушена с двух сторон, что позволяет: а) извлекать секцию 7 на поверхность воды для ремонта; б) обеспечивать изоляцию неповрежденной секции 7 или ее отсека; в) транспортировать секцию 7 наплавку к месту сборки (рис. 3.14).

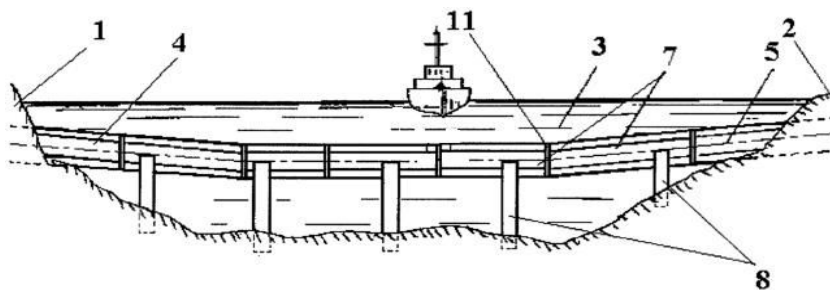


Рис. 3.14. Подводная транспортная тоннельная система

Приведенная на рис. 3.14. тоннельная система имеет недостаток – технологическую сложность устройства тяжелых мостовых опор на дне водоема.

Подобные конструктивные решения описаны в трудах В.П.Волкова и М.Е.Гибшмана, особенности их в том, что тоннели имеют заглубление ниже уровня судоходства, но выше уровня дна водоема и опираются на мостовые опоры – быки. Другие конструкции подводных тоннелей основаны на традиционной проходке по породе ниже уровня дна водоема. Такие тоннели реализованы в общеизвестных проектах, таких как «Евротоннель» или тоннель «Сейкан». Традиционные технологические решения сопряжены с трудностями проходки по грунтовой толще и развитием гидростатического давления в породе, так как слой породы поверх тоннельных обделок подвержен фильтрации. Другая сложность заключается в том, что для прокладки тоннеля ниже уровня дна водоема необходимо соответствующее заглубление, а это неизбежно вызывает увеличение глубины залегания тоннельной обделки, что сопряжено с повышением статического давления.

Существуют также технологии опускных секций тоннеля, когда готовые секции опускают на дно и трасса тоннеля проходит по дну. В этом случае решается вопрос с трудоемкой проходкой по породе, но тоннель проходит также на низкой глубине, что чревато гидростатическим давлением всей толще воды.

Предлагаемое техническое решение подводного тоннеля решает задачу оптимального заглубления тела тоннеля в водной среде.

Задачей нового технического решения является беспрепятственный проход водных преград в виде рек, озер, морских проливов и заливов автомобильными и железными дорогами по тоннелю ниже уровня судоходства без заложения тела тоннеля на дно водоема.

Поставленная задача решается тем, что согласно техническому решению тоннельная обделка, выполненная из легированной стали, жестко закреплена на двух рамповых порталах с двух концов, тело тоннельной обделки сборное и состоит из герметичных секций круглого сечения, которые закреплены между собой шарнирно. Тоннельная обделка погружена в воду ниже уровня судоходства и водоизмещения речных или морских судов и находится в плавающем состоянии. Общеизвестно, что тело в гидравлической среде стремится к всплытию. В этой связи и для противодействия турбулентным, ламинарным явлениям водной среды тоннельная обделка закреплена на двух металлических оттяжках из углеродистой стали с боковых сторон обделки, которые жестко закреплены на водное дно посредством анкеров. Это позволяет телу тоннеля не всплыть на поверхность воды и противостоять водному течению. Резонансные явления от турбулентного течения воды и от судоходства гасятся за счет шарнирного сопряжения секций тоннеля и посредством работы металлических оттяжек. Внутри тоннельной обделки можно организовать структуры железнодорожного пути, автомобильной дороги и вентиляции исходя из технико-экономического обоснования.

Заявляемое техническое решение позволяет отказаться от трудоемкой и затратной тоннельной проходки по породе ниже уровня водного дна. При такой проходке приходится заглублять трассу тоннеля на всю глубину водного массива, что отрицательно сказывается как на стоимости строительства, так и на технологических сложностях полной щитовой проходки по породе. При опускной технологии тоннельного строительства, когда секции тоннеля опускаются на водное дно, вышеуказанные проблемы не решаются, трасса тоннели повторяет профиль водного дна, что отрицательно сказывается на трассировании тоннеля и автодорожного или железнодорожного пути в тоннелях, тогда как предлагаемое конструктивное решение

позволяет, во-первых, трассировать тоннель на относительно неглубоком уровне и придерживаться прямолинейного продольного профиля тоннеля и дороги в нем, а во-вторых, отказаться от разработки грунтов и вести проходку ниже уровня водного массива.

Техническое решение поясняется чертежами.

На рис.3.15 показан подводный тоннель, общий вид; на рис. 3.16 показано поперечное сечение А-А, на рис. 3.17 – узел А-А-I, на рис. 3.18 – узел Б.

Подводный тоннель содержит следующие конструктивные элементы. Обделка состоит из сборных секций, которые выполнены из легированной стали или титана для противодействия долгосрочным коррозионным явлениям. Корпус секций подобен корпусам подводных лодок и представляет собой два корпуса – наружный прочный из листов стали толщиной 20-25 мм и внутренний легкий корпус из стали меньшей толщины. Для противодействия гидростатическому давлению предлагается внедрить систему «сэндвич», когда между двумя корпусами можно использовать пространственную замкнутую силовую структуру двутаврового сечения. Пространство между двумя корпусами предлагается заполнить дополнительной гидроизоляцией из жидкого герметика или других материалов.

Использование в корпусе легированной стали или титана необязательно, так как в настоящее время существуют перспективные и технологичные композиционные материалы, но ввиду их высокой стоимости традиционные материалы выглядят более обоснованными.

Секции тоннеля между собой соединены шарнирно, что позволяет обделке противостоять турбулентным течениям водной среды без развития резонансных и предельных напряжений. Тоннельная обделка с двух концов жестко закреплена к рамповым участкам, названным – рамповые порталы.

Общеизвестно, что сила, выталкивающая тело из воды, пропорциональна квадрату его диаметра, по этой причине встает вопрос балластировки тоннельной обделки. При технологии опускных секций на дно используют тяжелые железобетонные секции с балластировкой их дополнительным объемом бетона. В нашем случае, когда провозглашается задача «не топить» тоннель на дно, а дать ему возможность пребывать в плавучем состоянии на некотором заглублении, не мешая судоходству, такая задача

решается использованием металлических оттяжек из углеродистой стали. Углеродистая сталь применяется в мостовом строительстве против коррозии. Оттяжки жестко закрепляются с боковых сторон тоннельной обделки, где предусмотрены узлы жесткого сопряжения, каждая секция поддерживается от всплытия парой оттяжек с боковых сторон секций. Сами оттяжки анкерно закрепляются на дно водной среды на специальных фундаментах.

Для оптимальной работы подводного тоннеля против горизонтального гидродинамического давления используются горизонтальные кили, которые также повышают площадь воздействия вертикальных гидродинамических сил всплытия, тем самым не допускают расслабления оттяжек. Горизонтальные кили конструктивно представляют собой металлические пластины конической формы, расположенные горизонтально с боковых сторон секций тоннеля в месте сопряжения оттяжек к секциям.

Подводный тоннель размещен над уровнем низких вод УНВ на глубине по верху тоннеля H , что соответствует $H/2 = h_{ви}$, т.е. двум максимальным глубинам водоизмещения судов и судоходства.

Подводный тоннель работает следующим образом.

Подводный тоннель проложен по водному массиву ниже уровня судоходства, это позволяет осуществлять беспрепятственный ход как судов по воде, так и железнодорожного или автомобильного транспорта по тоннелю. Тоннель размещен в водной среде в плавучем состоянии и закреплен на оттяжках посредством анкеров ко дну, а секции тоннеля соединены между собой шарнирно, что дает тоннелю возможность упруго работать при резонансных явлениях от турбулентных, ламинарных течений и сейсмическом воздействии.

Для организации железнодорожных путей, автомобильной дороги, служебных путей и вентиляции предлагается использовать вертикальные, горизонтальные и арочные ребра жесткости, что позволит, во-первых, организовать отдельные пути и продольные секции, во-вторых, повысить прочность на сжатие корпуса от гидростатического давления. Как говорилось выше, использование композиционных материалов для изготовления корпуса предпочтительнее металла, так как они имеют малую массу и высокую прочность.

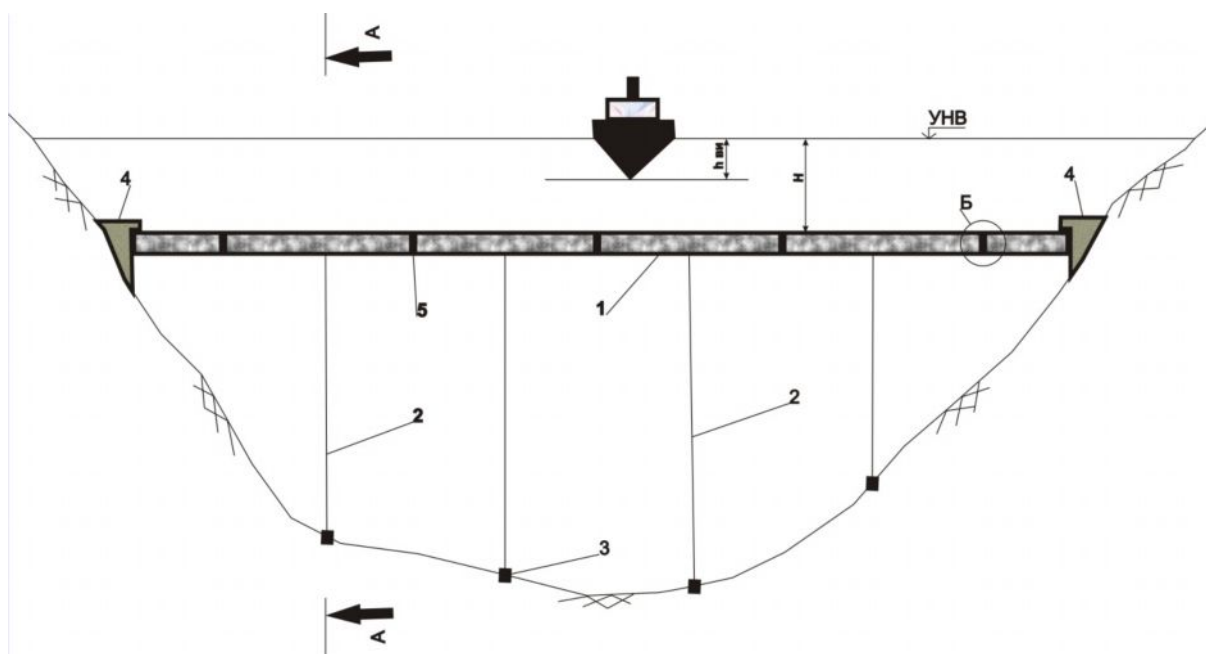


Рис. 3.15. Общий вид подводного тоннеля

Расшифровка численных обозначений рис. 3.15 – 3.18: 1 – секция тоннельной обделки, 2 – металлические оттяжки, 3 – анкерные опоры оттяжек, 4 – рамповые порталы, 5 – шарнирные узлы сопряжения секций, 6 – горизонтальные кили, 7 – арочная распорка основания пути, 8 – путь, 9 – вертикальное ребро жесткости, 10 – основание пути, 11 – вентиляционные шахты, 12 – прочный внешний корпус секции тоннеля, 13 – пространственная силовая структура двутаврового сечения, 14 – гидроизоляция из жидкого герметика, 15 – легкий корпус, 16 – узел сопряжения оттяжек к корпусу, 17 – шарниры рычагов, 18 – рычаги сопряжения секций тоннеля, 19 – узел сопряжения рычагов к корпусу тоннеля, H – глубина заложения тоннеля по верху, $h_{\text{ви}}$ – глубина водоизмещения судов, УНВ – уровень низких вод

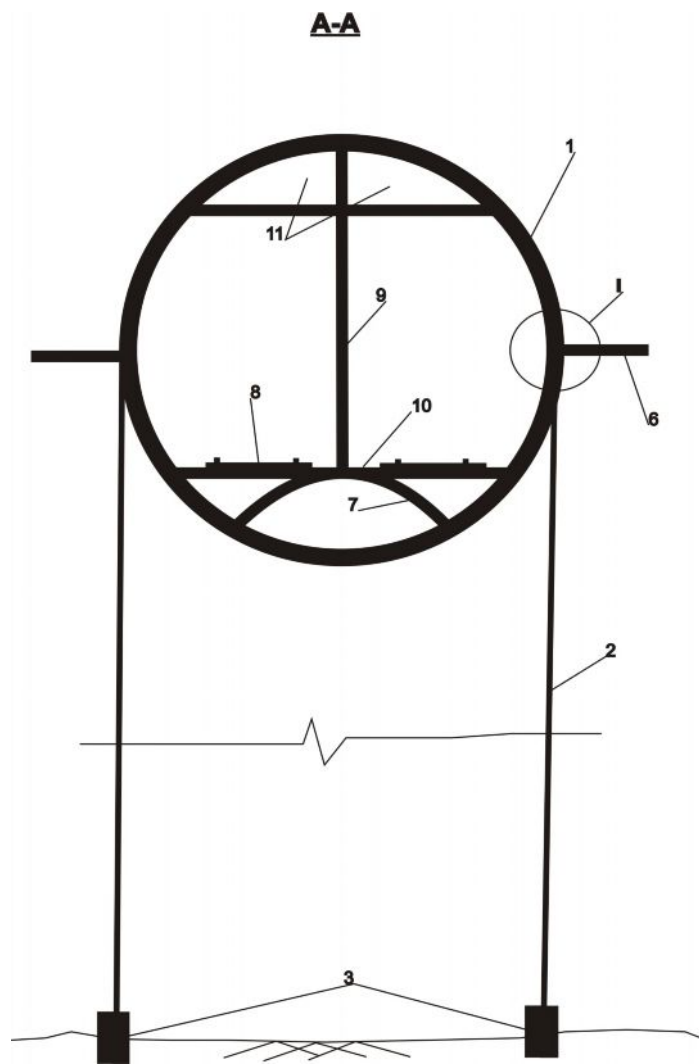


Рис. 3.16. Сечение А-А подводного тоннеля

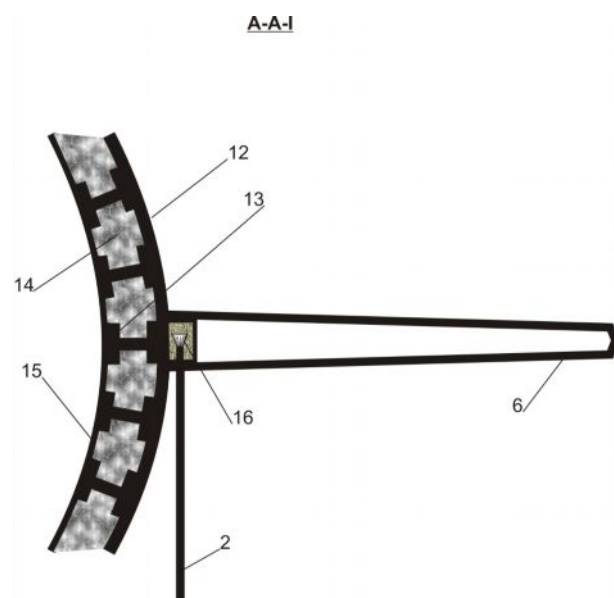


Рис. 3.17. Узел А-А-I

каждом пролете две пары симметричных относительно проходящей через середину пролета вертикальной оси бандажных колец 14 и 15 с роликами 16 и 17 соответственно. Ванты выполнены из двух объединенных между собой ветвей 18 и 19. Участок 20 ветви 18 имеет оттяжку 21. Каждый компенсатор снабжен бандажным кольцом 22 с роликом 23 (рис. 3.19).

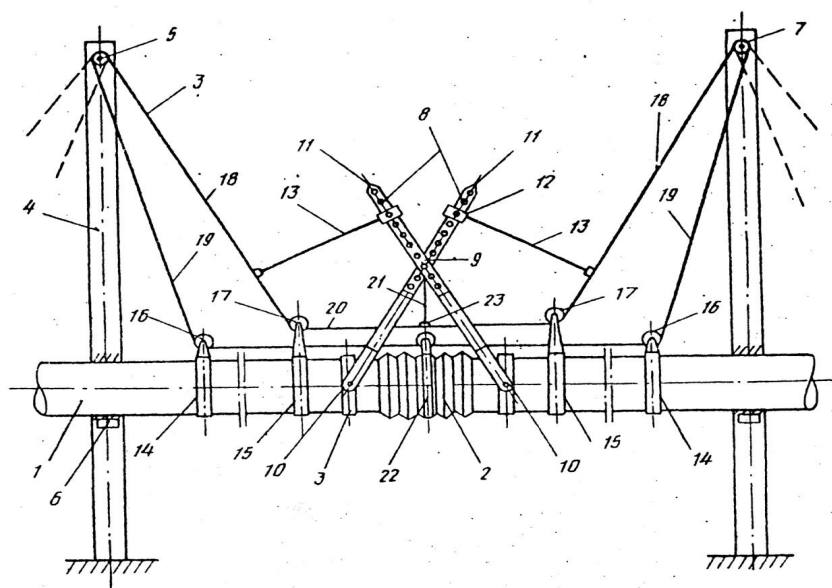


Рис. 3.19. Многопролетный вантовый трубопроводный переход

Показанное на рис. 3.19 техническое решение имеет недостаток – механическая часть очень сложна как в изготовлении, так и в эксплуатации. Применение подобного решения возможно только как пешеходный переход, в качестве тоннеля для транспортных средств не представляется возможным.

При разработке нового и концептуального технического решения для железнодорожных тоннелей, в частности городских и горных (между горными массивами), была поставлена задача обеспечения как сейсмической устойчивости тоннеля, так и повышения скорости железнодорожного движения по тоннелю. Обеспечение высокоскоростного режима движения поездов выполняется с

использованием бесстыковых рельсовых нитей, а также новых разработок в сфере уменьшения сопротивления качению колесных пар поездов. Системы сопротивления качению общеизвестны и применяются в странах Запада и Юго-Восточной Азии. Они основаны на применении монорельсов, рельсов на магнитной подушке. Принцип основан на сокращении и сведении к минимуму сопротивления качению ходовой части подвижных составов.

Другая проблема обеспечения высокой скорости – тяговая. Можно утверждать, что данная проблема решена, так как существуют различные силовые установки, но в железнодорожном транспорте преимущественно используется электрическая тяга. Это позволяет обеспечить требования экологии подвижных составов. Существующие тяговые характеристики подвижных составов и имеющиеся силовые установки позволяют достичь скоростей половины маха.

Существенной проблемой достижения данной задачи является коэффициент аэродинамического сопротивления C_x подвижных составов. Производители транспортных средств решают эту задачу тем, что приводят формы транспортных средств в оптимальное аэродинамическое состояние с тем, чтобы фронтальные части транспортных средств получали меньшее сопротивление атмосферы. Но с развитием высоких скоростей формы, обеспечивающие условия аэродинамики, являются недостаточными.

В этой связи в рамках заявляемого технического решения вантового тоннеля предлагается:

- производить движение подвижных составов в замкнутой аэродинамической среде, где можно обеспечить оптимальный аэродинамический фон с соответствующим низким атмосферным давлением и отсутствием турбулентности;
- в случае достаточного обоснования и при наличии соответствующей технической составляющей обеспечить в замкнутой аэродинамической среде полное отсутствие атмосферного давления, т.е. обеспечить вакуум.

На современном этапе развития строительных и машиностроительных технологий не представляется трудным обеспечение двух вышеперечисленных требований. Замкнутый и защищенный от турбулентности аэродинамический тоннель можно создать внутри тоннельной обделки из легких композитных материалов или легкосплавных металлических листов, так как предлагаемый тоннель не воспринимает давления горной породы, грунтовой толщи или воды. Такой тоннель позволит повысить скорость движения поездов, так как подвижные составы не воспринимают ветровые и другие аэродинамические воздействия. В рамках технического решения создание вакуумной тоннельной обделки является оптимальным, где полностью отсутствуют сопротивление воздуха и ее турбулентность. Но это потребует организации устройств по обеспечению вакуума в тоннельной обделке, что заметно повысит себестоимость строительства подобного тоннеля. Обеспечение герметичности и организация внутреннего климат-контроля подвижных составов не является задачей невыполнимой, так как современные поезда на выходе из производственных линий обеспечены устройствами контроля давления и температуры внутри вагонов. Даже первый вариант, когда в тоннельной обделке не создается вакуум, является решением поставленной задачи, хоть и промежуточным.

Для достижения устойчивости сооружения в вантовом тоннеле применена новая вантово-арочная система передачи усилий. Конструктивно вантовый тоннель выглядит следующим образом. Тоннельная обделка 2 из легкосплавного металла или композитных материалов интегрирована (посажена, установлена) на балку жесткости 1, которая установлена с концов пролета на пилоны 3 и поддерживается (подвешена) вертикальными металлическими тросами-оттяжками 6, тросы поддерживаются двумя арочными металлическими дугами 4 в одном пролете и с боковых сторон и выше уровня балки жесткости, которая поддерживается диагональными металлическими вантами 5, и установлены на пилоны, ванты, в свою очередь, закреплены на пилоны.

Согласно техническому решению пилоны выполнены А-образной формы, где два вертикальных ребра пилон соединены диагонально в вершине, а балка жесткости установлена на горизонтальной распорке-перемычке. Арочные дуги на вершине

сопряжены друг с другом. Техническое решение поясняется чертежами на рис. 3.20 – общий вид, рис. 3.21 – поперечное сечение А-А, рис. 3.22 – вид Б.

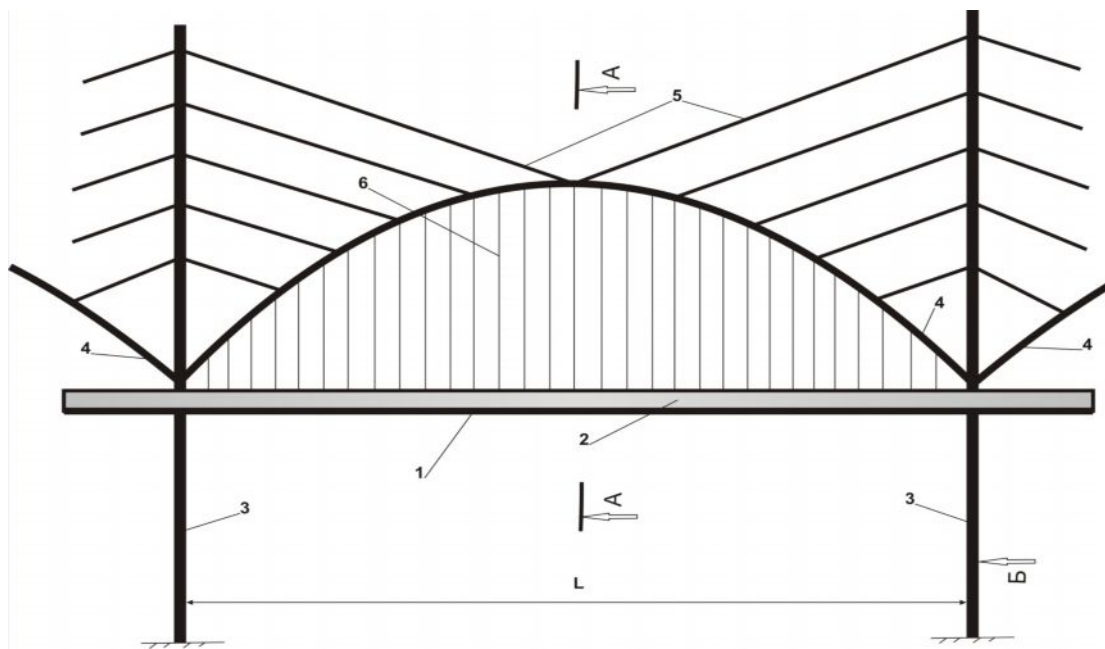


Рис. 3.20. Общий вид вантового тоннеля

A-A

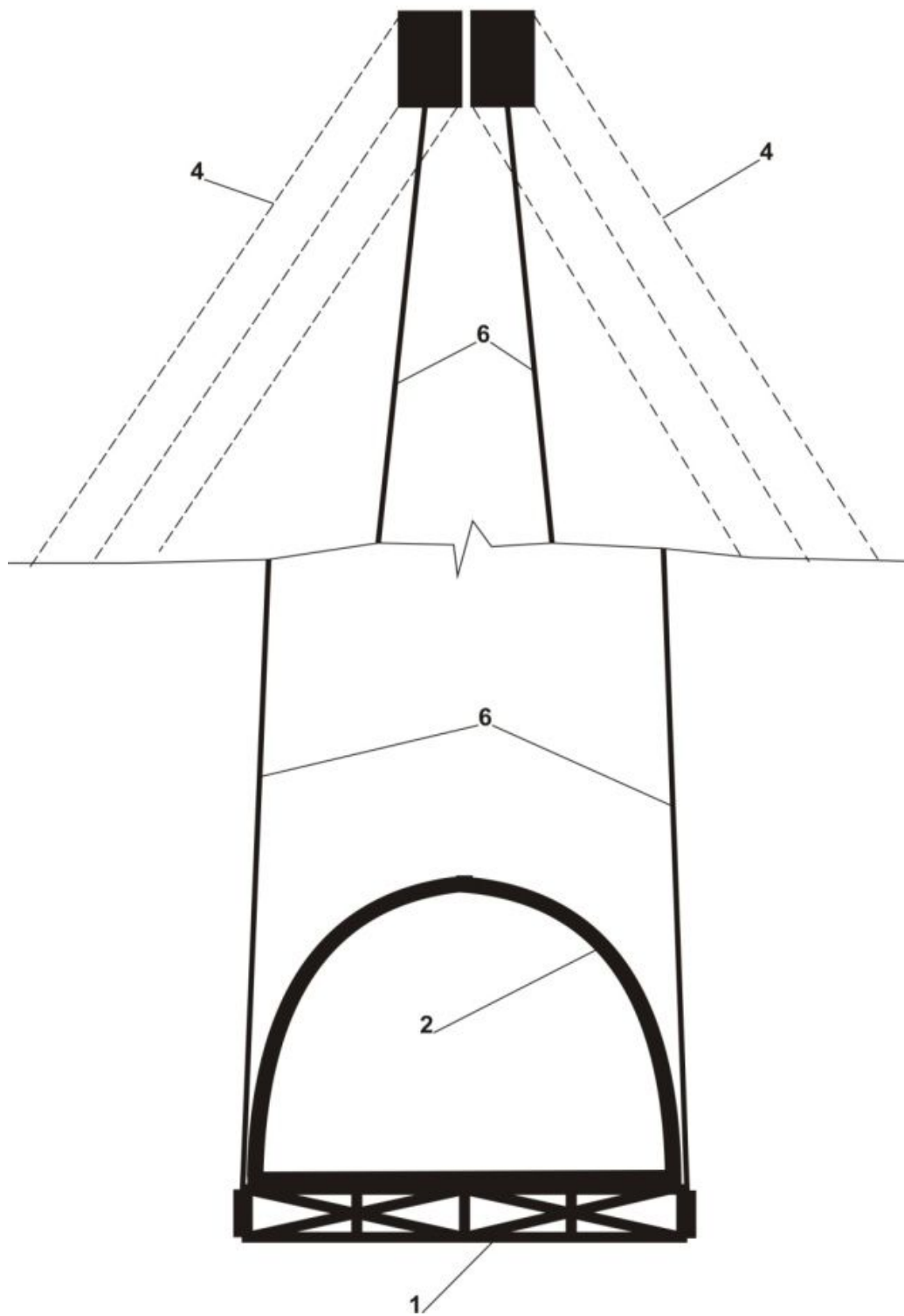


Рис. 3.21. Поперечное сечение А-А вантового тоннеля

Б

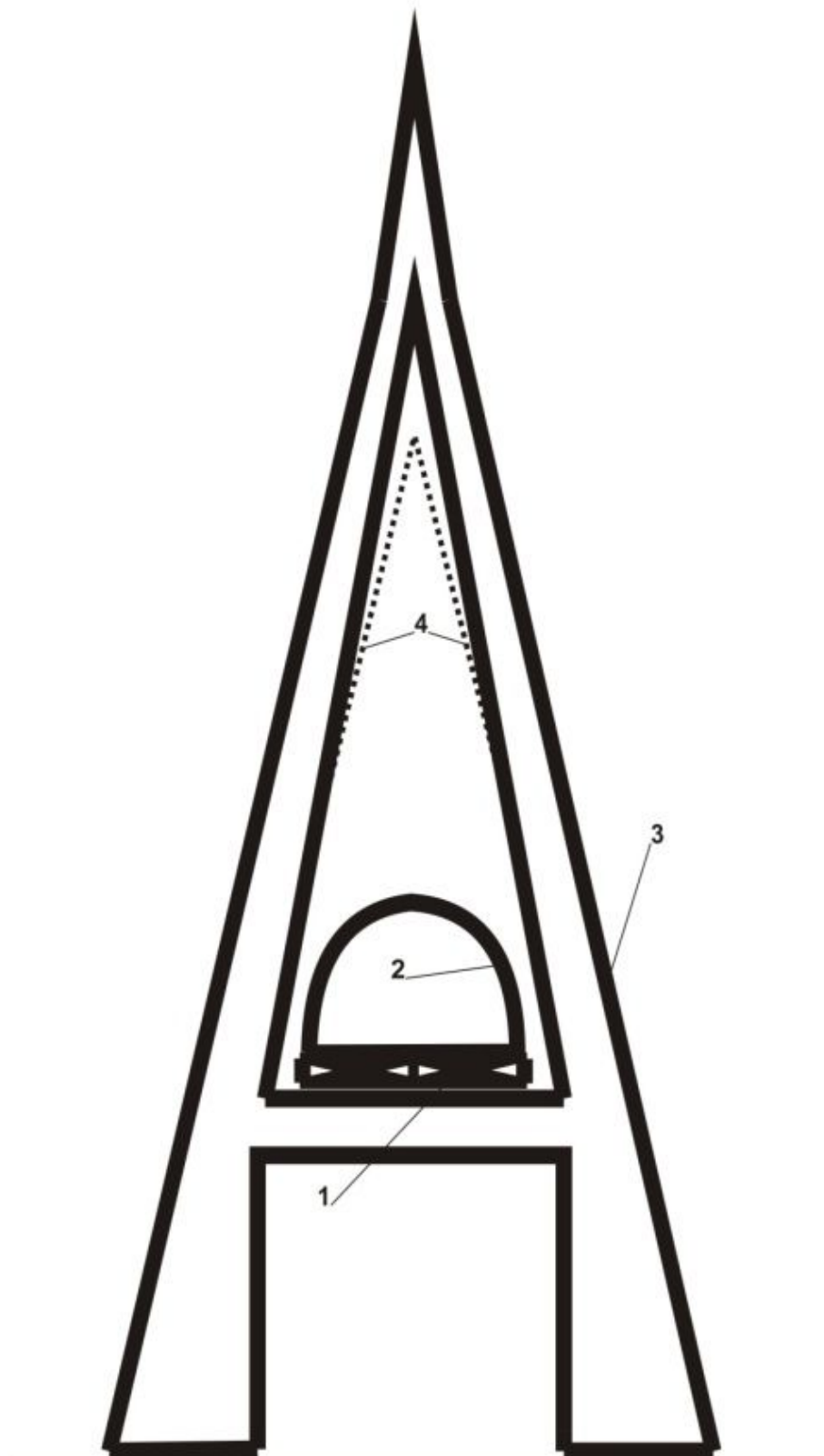


Рис. 3.22. Вид Б вантового тоннеля

Вантовый тоннель работает следующим образом. Внутри тоннельной обделки создается разряженная атмосфера или вакуум с помощью станций нагнетания и вытяжения воздуха с двух концов тоннели. Герметичность тоннельной обделки достигается с помощью замкнутой конструкции обделки и при помощи жидкой герметики. Тоннель предлагается устраивать между населенными пунктами и районами, где необходимо создание высокоскоростного движения. Подвижные составы осуществляют движение внутри тоннельной обделки по монорельсам или рельсам на магнитной подушке, что позволит сократить сопротивление качению ходовой части поезда. Отсутствие атмосферы или наличие сильно разряженных частиц позволит достичь высокой скорости без действия сильного аэродинамического сопротивления при приемлемом расходе топливных элементов (электроэнергии). Это решение позволит также сократить расходы на реализацию тяговых характеристик поездов. На данный момент существующие поезда серии TGV во Франции, ICE в Германии и подвижные составы Японии Синкансэн достигают скоростей до почти 600 км/ч. Увеличение скорости позволит железнодорожному транспорту конкурировать с воздушным транспортом при перевозке пассажиров. Достижение таких скоростей подвижными составами реально при использовании замкнутого аэродинамического тоннеля.

Следует также отметить, что конструктивная система, предложенная в данном техническом решении вантового тоннеля, имеет высокую сейсмостойкость, что подтверждается произошедшими землетрясениями в районах с повышенной сейсмичностью, где построены вантовые мостовые сооружения, а новая конструктивная система вантово-арочной схемы позволяет увеличить пролеты и повысить сейсмическую устойчивость сооружения.

3.6. Плавучий аэродром

Аэродромы имеют важное экономическое значение, также как и другие инфраструктурные объекты. Общеизвестно использование аэродромов в военных целях всеми странами, имеющими военно-воздушные силы. Функционирующие, способные принимать воздушные суда разных категорий и имеющие соответствующую

коммуникационную базу аэродромы являются одной из главных составляющих национальной безопасности любого государства.

Как правило, аэродромы сооружают на некотором безопасном расстоянии от населенных пунктов. Они требуют соответствующего размера полос отвода и зон отчуждения. Конструктивно аэродромы представляют собой автомобильную дорогу с горизонтальной планировкой, но основание покрытия, как правило, бетонное или железобетонное, так как величина воспринимаемых нагрузок заметно выше и зависит от массы воздушных судов и их кинетических характеристик. Аэродромы должны иметь взлетно-посадочные полосы, стоянки для воздушных судов, транспортную, коммуникационную и техническую инфраструктуру.

В некоторых прибрежных районах с плотной застройкой или горной структурой не всегда удается устраивать аэродромы требуемых классов в виду отсутствия или нехватки земель. Данная проблема усугубляется и очень высокой стоимостью земли, где требуется строительство аэродромов. Проблему, как правило, решают тем, что ведут перепланировку застроенных территорий. У подобного подхода есть отрицательный социальный эффект, так как требуется выкупать значительные территории, что не всегда удается застройщикам. Пример этого очевиден на практике строительства олимпийских объектов в Сочи.

Проблему нехватки земель, где присутствует особая горная геологическая структура, решают перепланировкой горных массивов. Это, в свою очередь, обусловлено иными побочными явлениями, такими как пробуждение сейсмической активности и трудностями перепланировки гор, где используют дорогостоящие и трудоемкие буровзрывные работы, а также специальную горную проходку. Такой пример показан со строительством аэропорта в Сянгане (Гонконг).

В Японии и Нидерландах использовали другую практику, когда застройщики «отвоевывали» сушу у воды. Устройство искусственных островов для строительных нужд также было использовано при строительстве острова «Пальма» в персидском заливе в Дубае. Такой метод сопряжен с рядом трудностей, как и само строительство искусственного острова, когда приходится насыпать миллионы тонн грунта, и трудности

эксплуатации искусственных насыпей, где обеспечение целостности и гидроизоляции не всегда удается.

Примеры искусственных насыпей и реконструкция острова для устройства аэродромов показаны на рис. 1.54, 1.55.

В этой работе предлагается альтернативное решение для устройства аэродромов в прибрежных районах, где не требуются перепланировка застроенных территорий, надвигание гор и создание искусственных насыпных островов. Задача решается использованием плавучего аэродрома.

Конструктивно плавучий аэродром представляет собой плавучую платформу 3 на поверхности водной среды, которая защищена от перемещений в горизонтальной плоскости металлическими оттяжками из углеродистой стали 2. Оттяжки закреплены анкерами 7 на дне водоема. На плавучей платформе устраиваются инфраструктурные уровни 5, где можно организовать коммуникации, автомобильные паркинги, разместить службы организации и управления полетами, диспетчерские службы и т.д. На верхнем уровне размещаются взлетно-посадочная полоса 1, стоянка воздушных судов 6, смотровая площадка 4 и вход на нижние уровни 4. Сообщение с «большой землей» плавучего аэродрома можно организовать системой вантовых или висячих мостов 8, так как подобные конструктивные схемы мостовых сооружений позволяют перекрывать значительные пролеты при минимальном количестве опор. При невозможности устройства мостового сообщения из условий геологии водоема можно использовать паромное или судоходное сообщения для соединения аэродрома с землей.

Техническое решение поясняется чертежами на рис. 3.23, 3.24, 3.25.

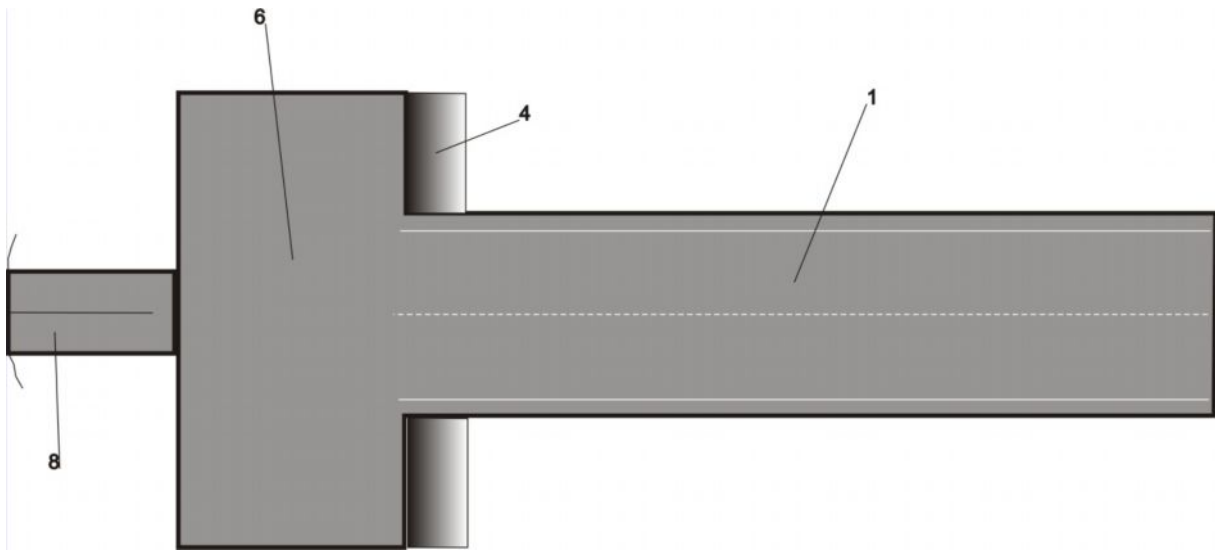


Рис. 3.23. План плавучего аэродрома

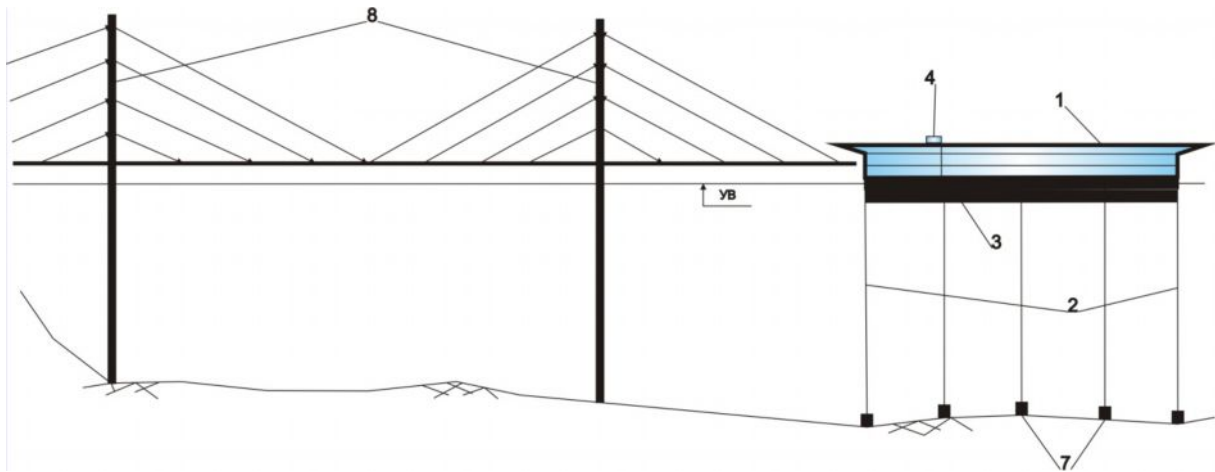


Рис. 3.24. Общий вид плавучего аэродрома

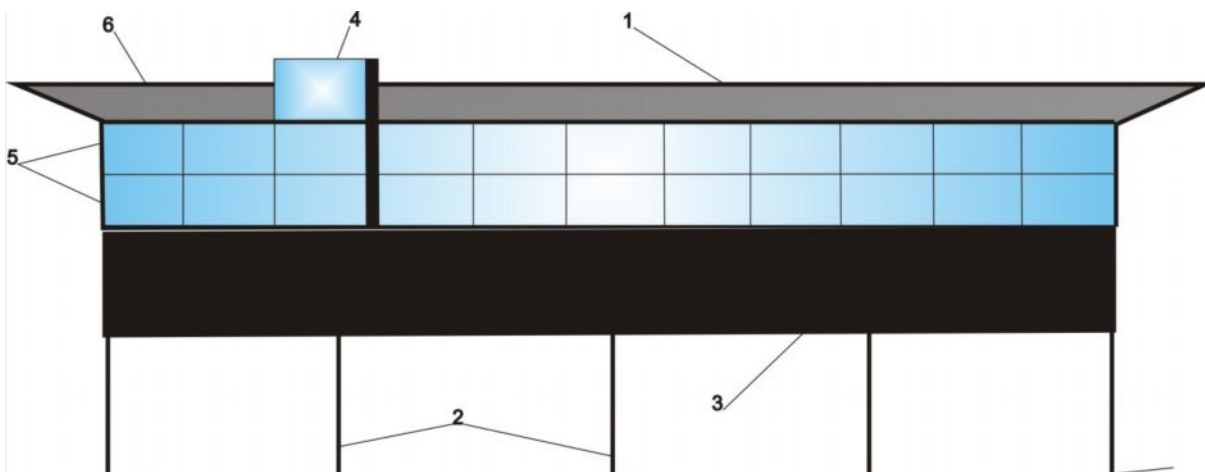


Рис. 3.25. Вид плавучего аэродрома

Концепция плавучих аэродромов доказана авианосными флотами США и ряда других стран, а также практикой добычи углеводородов в шельфовых районах Северного ледовитого океана.

ВЫВОДЫ

по третьей главе

По итогам основной главы получены следующие результаты и выводы:

1. Разработана оптимизированная версия ранее предложенного конструктивного решения защитных галерей на основе применения специального гидротехнического устройства – трамплины. В результате натурных и численных экспериментальных исследований были выявлены конструктивные недостатки первой версии технического решения, с учетом внесенных изменений в конструктивную систему галерея – трамплин, разработана иная и улучшенная конструкция указанного сооружения.
2. Разработана новая концепция для лавинозащитных галерей, где применяется висячая конструктивная система, выражающаяся в двух разработанных технических решениях. В первом случае это перекрытие в виде подвесной балки жесткости, во втором случае, полная висячая система защитной галереи, где она выполнена в виде балки жесткости горного мостового сооружения. Принятые конструктивные решения позволяют подобные сооружения устраивать в районах с сейсмической эмиссией без возможности их разрушения.
3. Вышеуказанная концепция податливых и упругих систем получила развитие в разработке двух новых конструкций тоннелей и нового решения для строительства аэродромов. В предложенных конструктивных решениях реализована задача сохранения устойчивости сооружений при динамических воздействиях при минимальных физических параметрах предложенных сооружений.

4. По итогам исследований и разработок можно утверждать, что предложенные конструкции рассматриваемых сооружений решили проблему их устойчивости в динамической среде.

РЕЗУЛЬТАТЫ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ПРЕДЛОЖЕННЫХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

4.1. Результаты испытаний лавинозащитной галереи – трамплина

Результаты экспериментальных исследований получены программным комплексом Лира.

Имя задачи: Лавинозащитная галерея – трамплин. Расчет пространственной системы на статические и динамические воздействия с выбором расчетных сочетаний усилий.

Объект: Статический и динамический расчет несущих конструкций галереи – трамплина.

В основу расчета положен метод конечных элементов в перемещениях. В качестве основных неизвестных приняты следующие перемещения узлов:

- X линейное по оси X;
- Y линейное по оси Y;
- Z линейное по оси Z;
- UX угловое вокруг оси X;
- UY угловое вокруг оси Y;
- UZ угловое вокруг оси Z.

В ПК "ЛИРА" реализованы положения следующих разделов СНиП (с учетом изменений на 1.01.97):

- СНиП 2.01.07-85 – нагрузки и воздействия;
- СНиП 2.03.01-84 – бетонные и железобетонные конструкции;
- СНиП II-7-81 – строительство в сейсмических районах;
- СНиП II-23-81 – стальные конструкции.

В расчетную схему включены следующие типы элементов:

- Тип 10. Универсальный пространственный стержневой КЭ;
- Тип 41. Универсальный прямоугольный КЭ оболочки;
- Тип 310. Геометрически нелинейный универсальный пространственный стержневой КЭ (нить).

Координаты узлов и нагрузки описаны в правой декартовой системе координат.

Расчет выполнен на следующие загрузки:

- загрузка 1 – статическое нагружение;
- загрузка 2 – динамическое нагружение;
- загрузка 3 – динамическое нагружение;
- загрузка 4 – динамическое нагружение;

- загрузка 5 – динамическое нагружение;
- загрузка 6 – динамическое нагружение.

Расчетные сочетания напряжений для пластинчатых элементов выбираются по критерию экстремальных напряжений с учетом направления главных площадок. При выборе расчетных сочетаний усилий учитывались следующие характеристики нагружений:

- загрузка 1 - статическое нагружение, данное нагружение учитывается как постоянная нагрузка;
- Загрузка 2 - динамическое нагружение, данное нагружение учитывается как кратковременная нагрузка малой длительности;
- загрузка 3 - динамическое нагружение, данное нагружение учитывается как кратковременная нагрузка;
- загрузка 4 - динамическое нагружение, данное нагружение учитывается как сейсмическая нагрузка, является знакопеременным;
- загрузка 5 - динамическое нагружение, данное нагружение учитывается как сейсмическая нагрузка, является знакопеременным;
- загрузка 6 - динамическое нагружение, данное нагружение учитывается как сейсмическая нагрузка, является знакопеременным.

Результаты счета разбиты на следующие разделы:

- раздел 1. Протокол работы процессора;
- раздел 2. Исходные данные;
- раздел 3. Диагностические сообщения;
- раздел 5. Перемещения узлов;
- раздел 6. Усилия (напряжения) в элементах;
- раздел 7. Реакции в узлах;
- раздел 8. Расчетные сочетания усилий (PCY);
- раздел 9. Периоды колебаний;
- раздел 10. Формы колебаний;
- раздел 17. Распределение масс;
- раздел 11. Узловые инерционные силы от динамических воздействий.

В разделе 5 в табличной форме выпечатываются перемещения узлов рассчитываемой задачи. Размерность перемещений указана в шапке таблицы.

В первой графе находится номер загрузки и индексация перемещений. В остальных графах - номера узлов в порядке возрастания и

величины перемещений, им соответствующие. Линейные перемещения считаются положительными, если они направлены вдоль осей координат. Положительные угловые перемещения соответствуют вращению против часовой стрелки, если смотреть с конца соответствующей оси.

Перемещения имеют следующую индексацию:

- X линейное по оси X;
- Y линейное по оси Y;
- Z линейное по оси Z;
- UX угловое вокруг оси X;
- UY угловое вокруг оси Y;
- UZ угловое вокруг оси Z;

В разделе 6 в табличной форме выпечтываются усилия в элементах рассчитываемой задачи. Размерность усилий указана в шапке таблицы. В первой графе указывается тип КЭ из библиотеки конечных элементов, номер загрузки и индексация усилий. В последующих графах указываются: в первой строке шапки - номер элемента и номер сечения в этом элементе, для которого печатаются усилия; во второй строке - номера первых двух узлов. В разделе 8 в табличной форме выдаются расчетные сочетания усилий в элементах для каждого сечения и дополнительная информация о сочетаниях усилий.

Шапка таблицы содержит следующие графы:

- ЭЛМ - номер элемента;
- НС - номер сечения;
- КРТ - номер критерия, по которому составлено данное сочетание усилий (печатаются только неповторяющиеся сочетания);
- СТ - номер столбца коэффициентов сочетаний (номер сочетания нагрузок);
- КС - информация о наличии крановых и сейсмических воздействий, вошедших в сочетания.

Индексами А или В помечаются группы РСУ:

- А - группа РСУ, содержащая только те загрузки, которые имеют длительность;
- В - группа РСУ, содержащая все загрузки.

Далее следуют списки видов усилий от расчетных нагрузок и номера загрузений, вошедших в расчетные сочетания.

В разделе 9 для каждого динамического (или после модального анализа) загрузения распечатываются значения периодов собственных колебаний.

В разделе 10 для каждого динамического (или модального) загрузения распечатываются значения относительных перемещений узлов, соответствующих формам собственных колебаний.

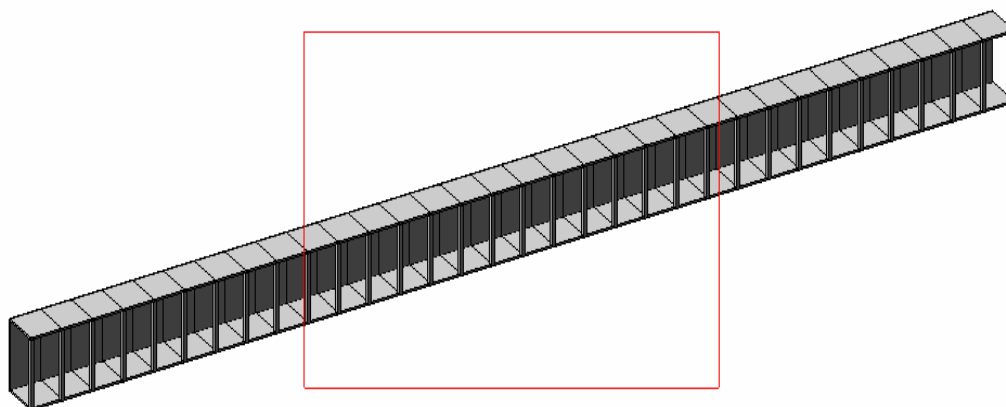
В разделе 11 для каждого динамического нагружения распечатываются значения составляющих динамической нагрузки после разложения ее по формам собственных колебаний.

В разделе 17 для каждого динамического нагружения распечатываются значения масс, собранных в узлы. Размерность масс указана в шапке таблицы.

В первой графе находится номер нагружения и индексация масс. В остальных графах - номера узлов в порядке возрастания и соответствующие величины.

Пояснения к расчету конструкций.

1. Статический и динамический расчет несущих конструкций галереи;
2. Размеры строения в плане 160х6х8 (h) м;
3. Сейсмичность площадки строительства – 9 баллов;
4. Категория грунта по сейсмическим свойствам –II ($R = \text{кг/см}^2$);
5. Фундаменты под подпорную стену – железобетонные ленточные;
6. Нагрузки разбиты на 6 нагружений:
 - 1-постоянная - собственный вес сооружения и вес снега;
 - 2-кратковременная от подвижного состава;
 - 3-кратковременные - ветровые;
 - 4-сейсмическая в направлении «X»;
 - 5-сейсмическая в направлении «Y»;
 - 6-сейсмическая в направлении «Z»;
7. Расчет системы выполнен по программе Lira версии 9.4 с использованием пространственной расчетной схемы нагрузки собственный вес конструкций, снеговая нагрузка, нагрузки от подвижного состава, от лавин, камнепадов, сейсмическая нагрузка. В распечатках и электронной версии результатов приведены расчетная схема, ее отдельные компоненты и результаты проверки сечений элементов по предельным состояниям.



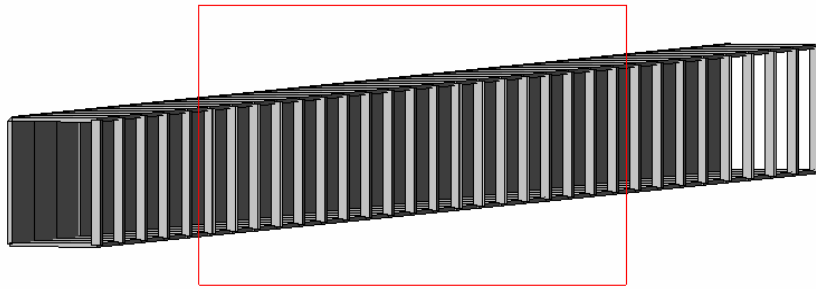


Рис. 4.1. Общий вид расчетного блока

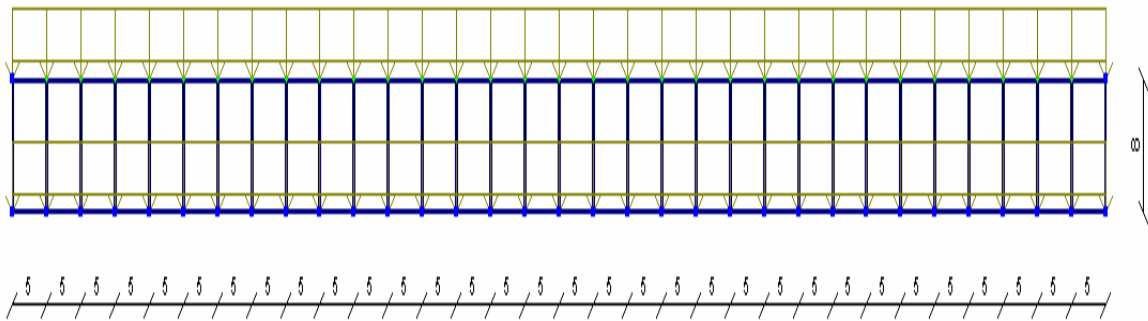


Рис. 4.2. Конечно-элементная модель сооружения

Таблица 4.1.

Таблица назначенных типов жесткостей

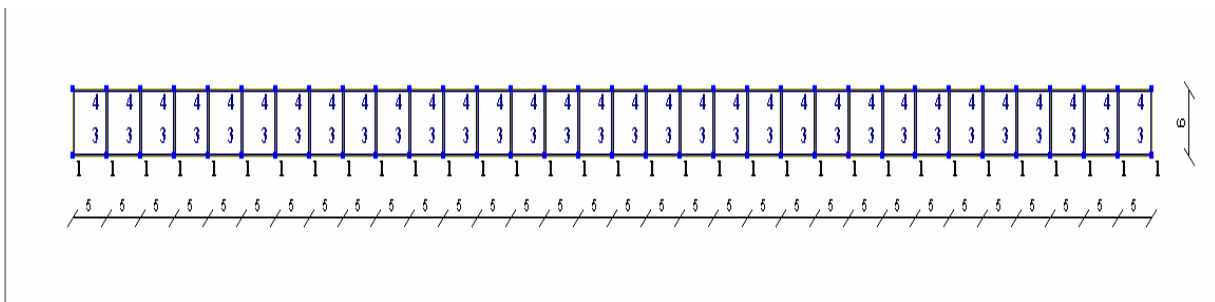
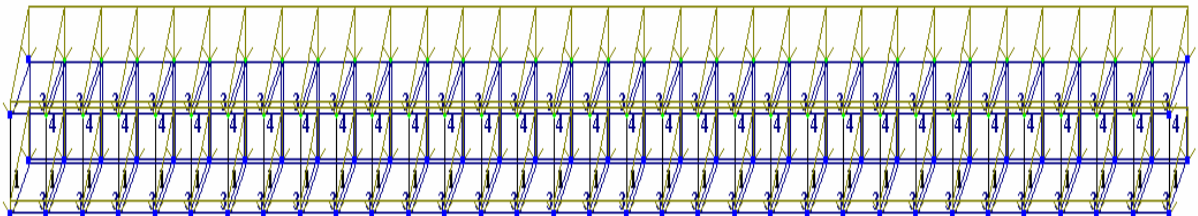
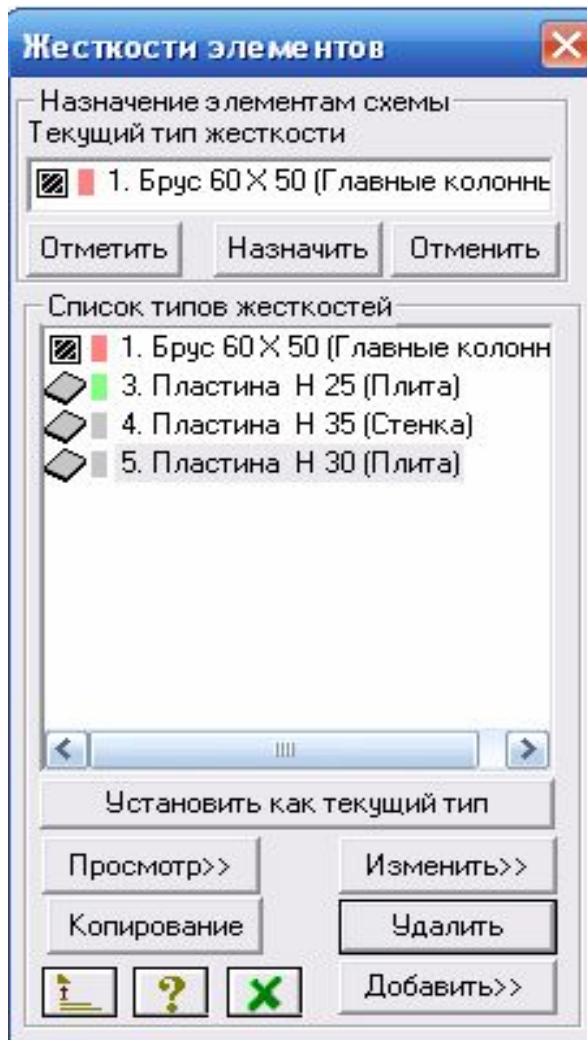


Рис. 4.3. Назначенные типы жесткостей

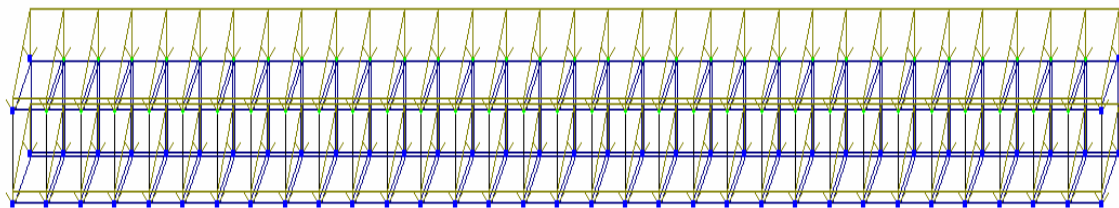


Рис. 4.4. Нагрузка от собственного веса конструкций

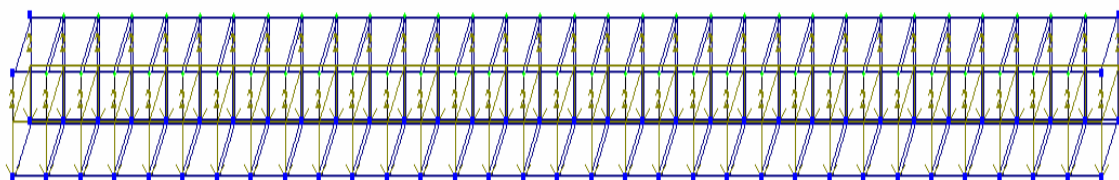


Рис. 4.5. кратковременная нагрузка от подвижного состава

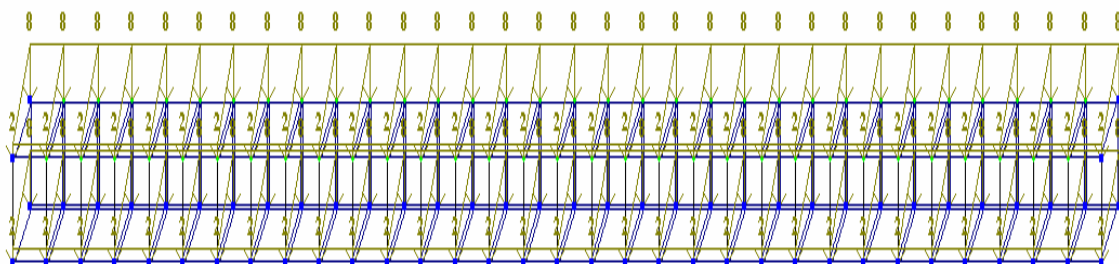


Рис. 4.6. Ударная нагрузка от лавин

Нагрузки для расчета на сейсмические воздействия приняты в соответствии со следующими таблицами:

Таблица 4.2.

Таблицы сейсмических нагрузок

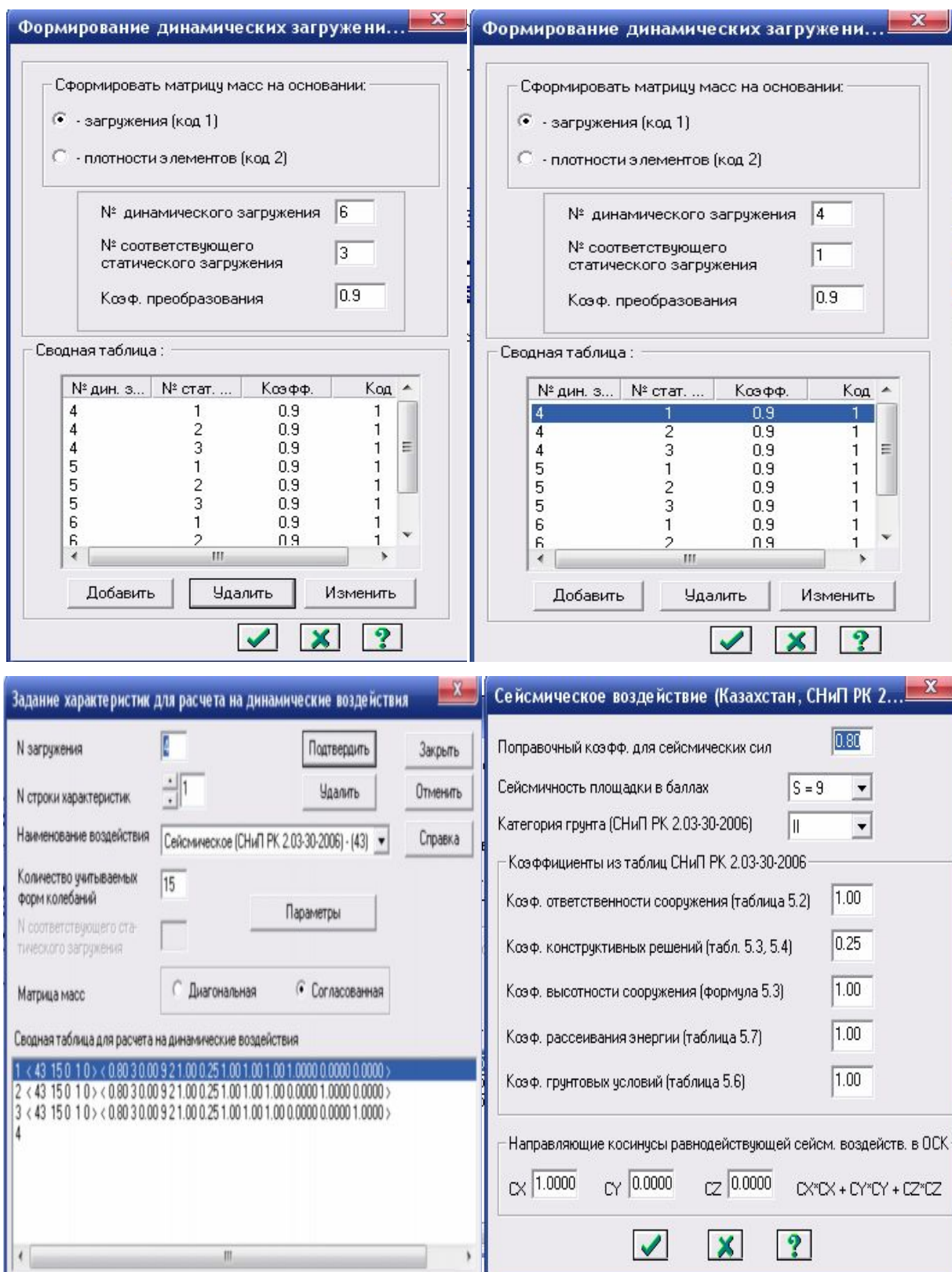


Таблица 4.3.

Частоты собственных колебаний

Частоты собственных колебаний								
№ загруз	№ формы	Собст. значения	Частоты		Период (с)	Коеф. распредел.	Мод. масса (%)	Сумма мод. масс (%)
			Круг. частота (рад/с)	Частота (Гц)				
4	1	15.331	0.065	0.010	96.327	0.000	0.000	0.000
4	2	5.557	0.180	0.029	34.917	0.000	0.000	0.000
4	3	2.831	0.353	0.056	17.789	0.000	0.000	0.000
4	4	1.710	0.585	0.093	10.744	0.000	0.000	0.000
4	5	1.142	0.875	0.139	7.178	0.000	0.000	0.000
4	6	0.901	1.109	0.177	5.663	0.000	0.000	0.000
4	7	0.816	1.225	0.195	5.128	0.000	0.000	0.000
4	8	0.612	1.635	0.260	3.843	0.000	0.000	0.000
4	9	0.559	1.789	0.285	3.513	0.000	0.000	0.000
4	10	0.475	2.104	0.335	2.986	0.000	0.000	0.000
4	11	0.450	2.221	0.354	2.829	0.000	0.000	0.000
4	12	0.380	2.634	0.419	2.385	0.000	0.000	0.000
4	13	0.310	3.224	0.513	1.949	0.000	0.000	0.000
4	14	0.300	3.338	0.531	1.882	0.000	0.000	0.000
4	15	0.258	3.872	0.616	1.623	0.000	0.000	0.000
5	1	15.331	0.065	0.010	96.327	0.000	0.000	0.000
5	2	5.557	0.180	0.029	34.917	0.000	0.000	0.000
5	3	2.831	0.353	0.056	17.789	0.000	0.000	0.000
5	4	1.710	0.585	0.093	10.744	0.000	0.000	0.000
5	5	1.142	0.875	0.139	7.178	0.000	0.000	0.000
5	6	0.901	1.109	0.177	5.663	0.000	0.000	0.000
5	7	0.816	1.225	0.195	5.128	0.000	0.000	0.000
5	8	0.612	1.635	0.260	3.843	0.000	0.000	0.000
5	9	0.559	1.789	0.285	3.513	21.648	39.841	39.841
5	10	0.475	2.104	0.335	2.986	0.000	0.000	39.841
5	11	0.450	2.221	0.354	2.829	0.000	0.000	39.841
5	12	0.380	2.634	0.419	2.385	0.000	0.000	39.841
5	13	0.310	3.224	0.513	1.949	0.000	0.000	39.841
5	14	0.300	3.338	0.531	1.882	0.000	0.000	39.841
5	15	0.258	3.872	0.616	1.623	0.000	0.000	39.841
6	1	15.331	0.065	0.010	96.327	21.611	39.778	39.778
6	2	5.557	0.180	0.029	34.917	0.000	0.000	39.778
6	3	2.831	0.353	0.056	17.789	9.461	7.624	47.401

Таблица 4.4.

Коэффициенты РСУ

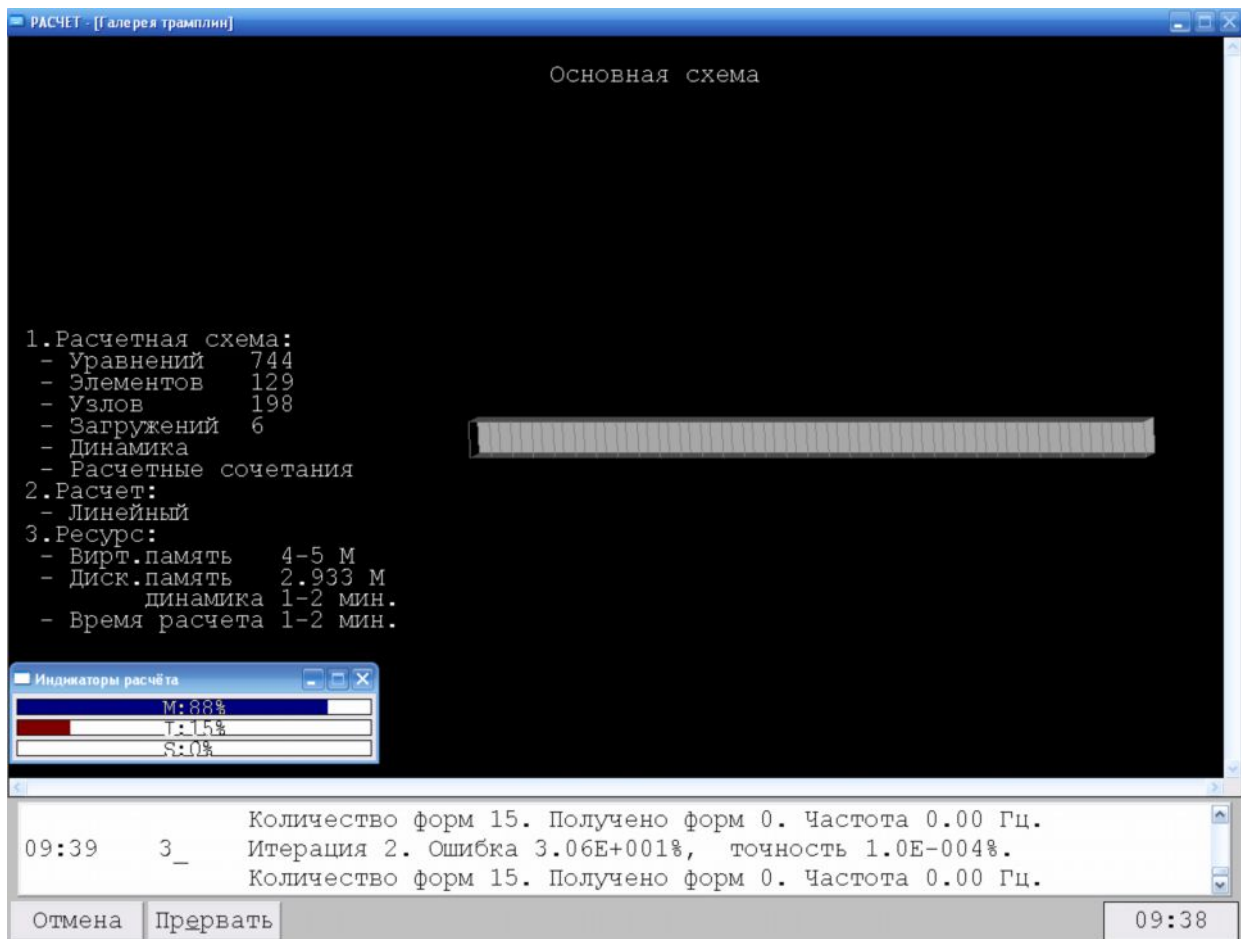
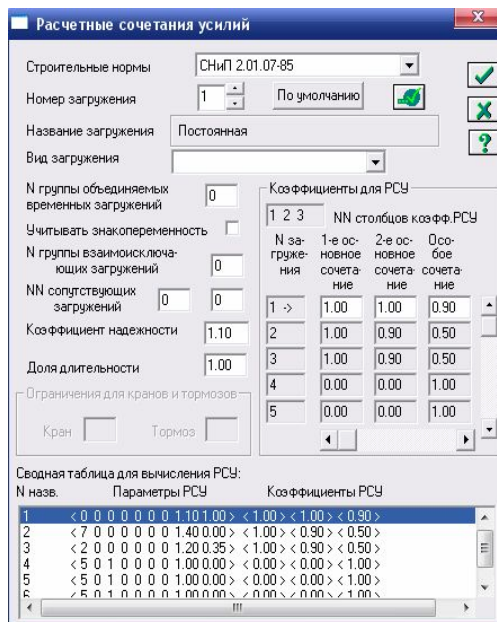


Рис. 4.7. Расчетная схема сооружения

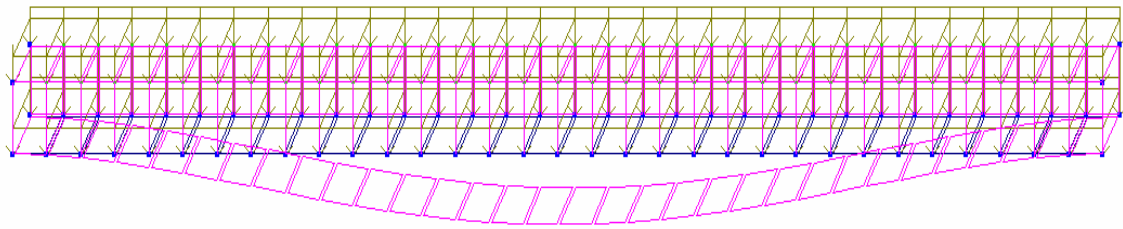


Рис. 4.8. Основная схема и деформация от собственного веса

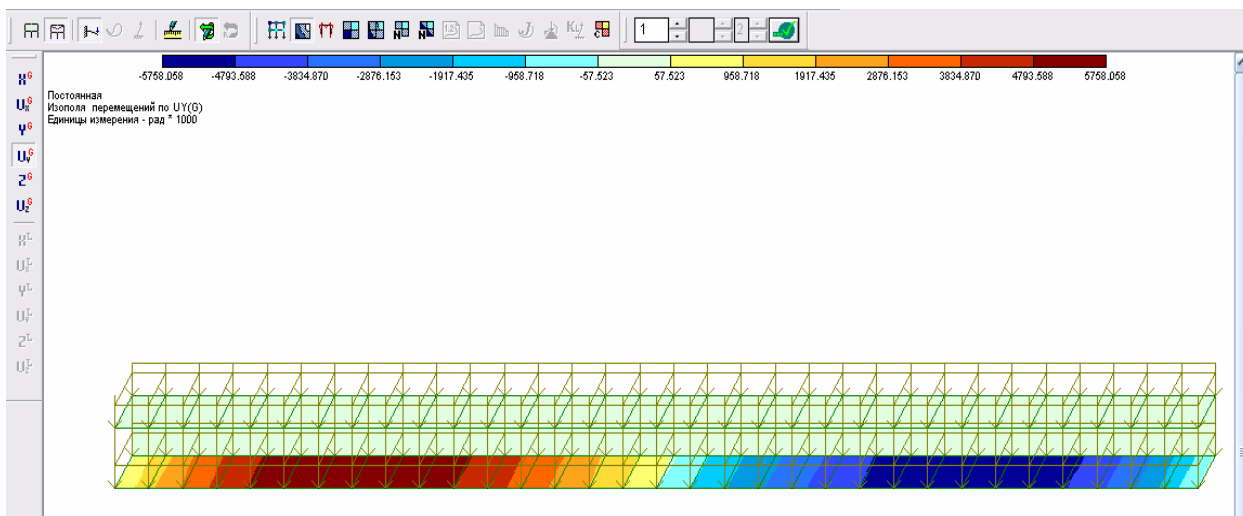


Рис. 4.9. Мозаика перемещений от собственного веса

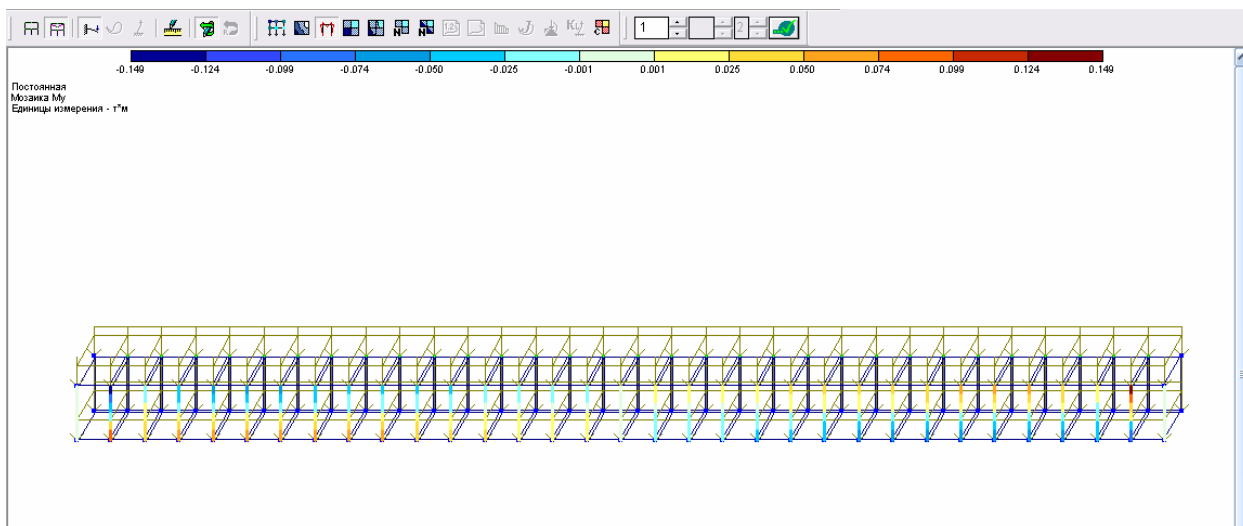


Рис. 4.10. Мозаика усилий от собственного веса

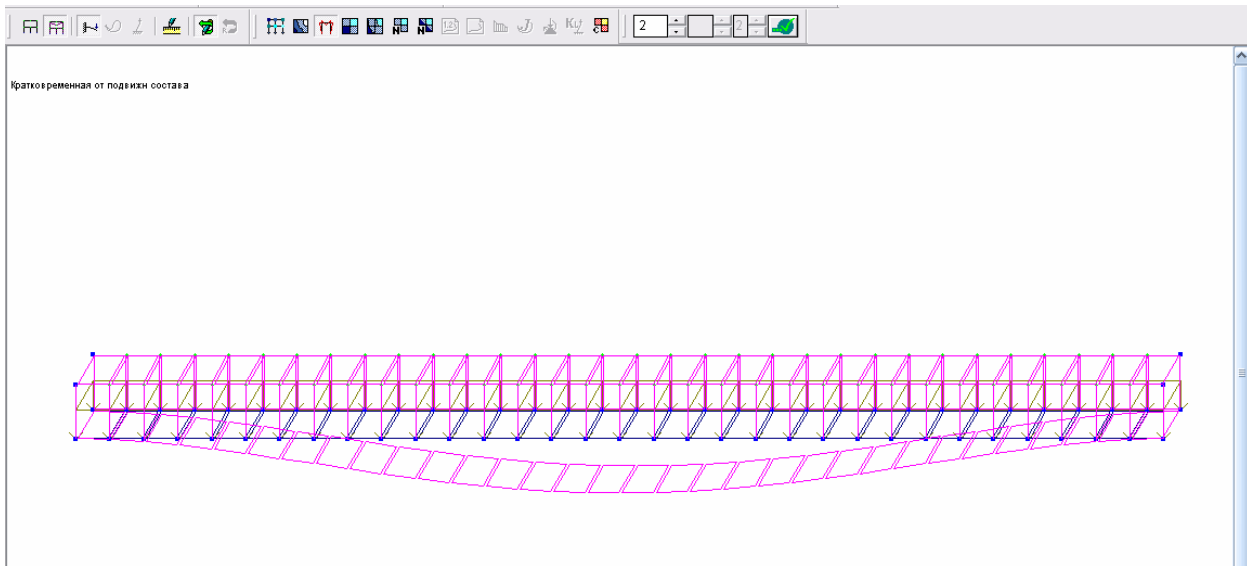


Рис. 4.11. Основная схема и деформация от подвижного состава

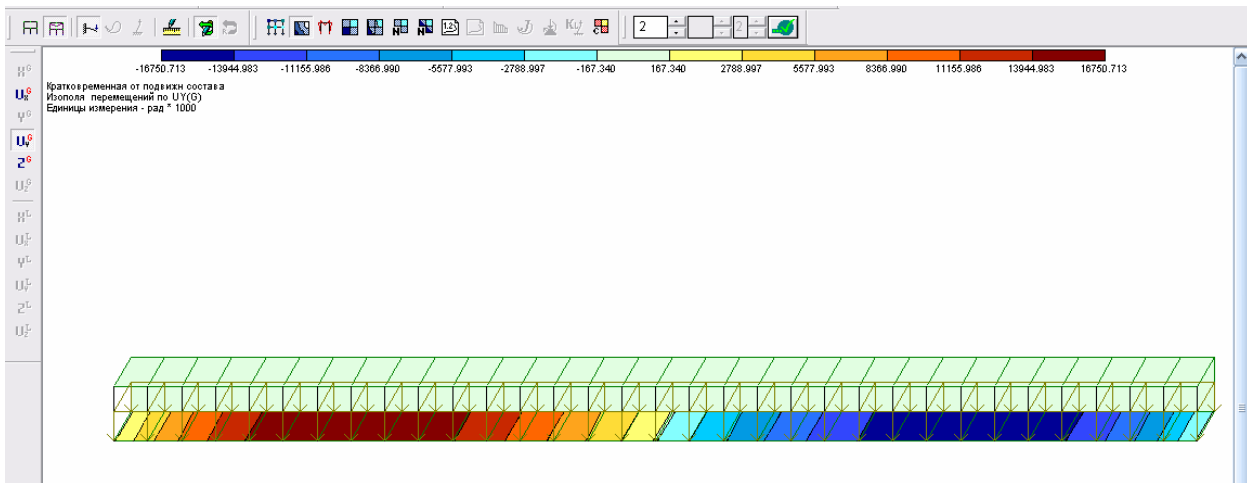


Рис. 4.12. Мозаика перемещений от подвижного состава

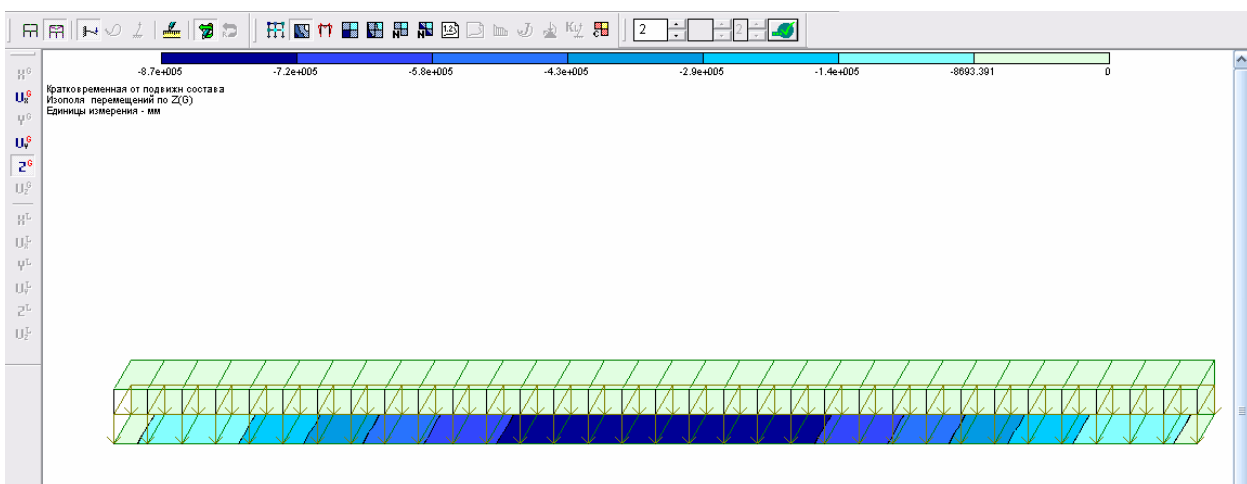


Рис. 4.13. Мозаика усилий от подвижного состава

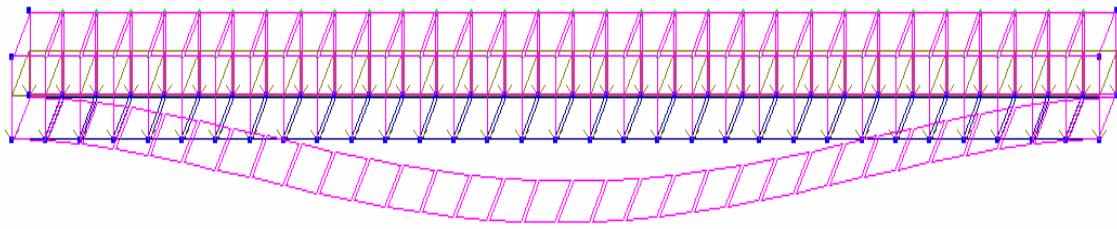


Рис. 4.14. Основная схема и деформация от лавин

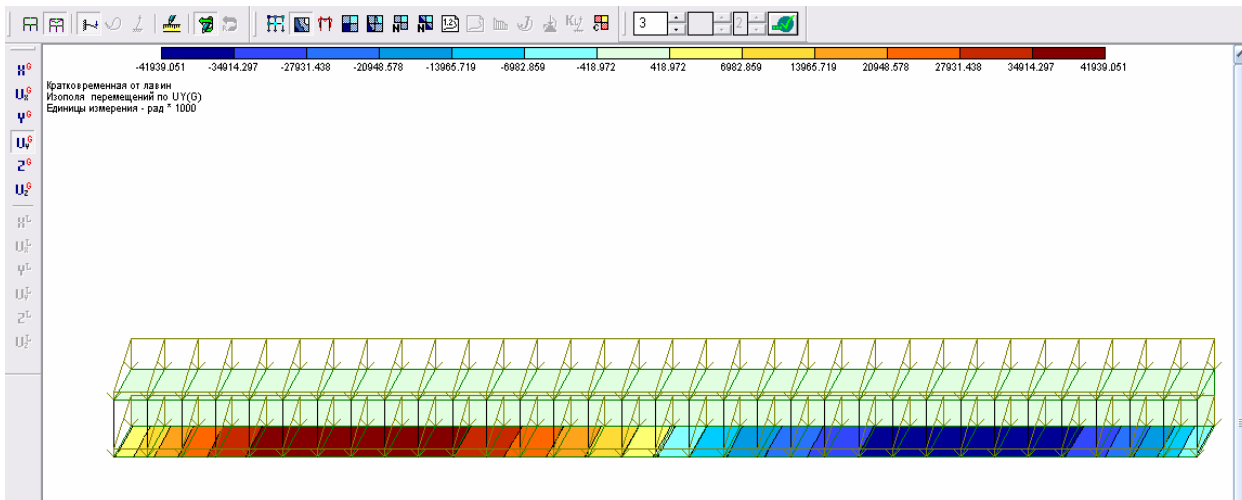


Рис. 4.15. Мозаика перемещений по UY от лавин

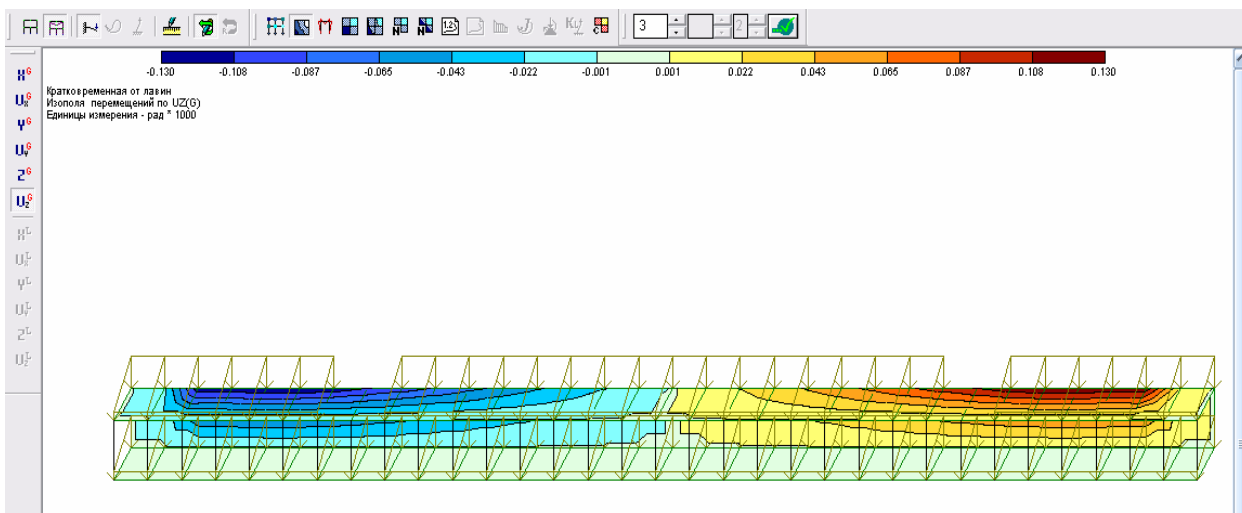


Рис. 4.16. Мозаика перемещений по UZ от лавин

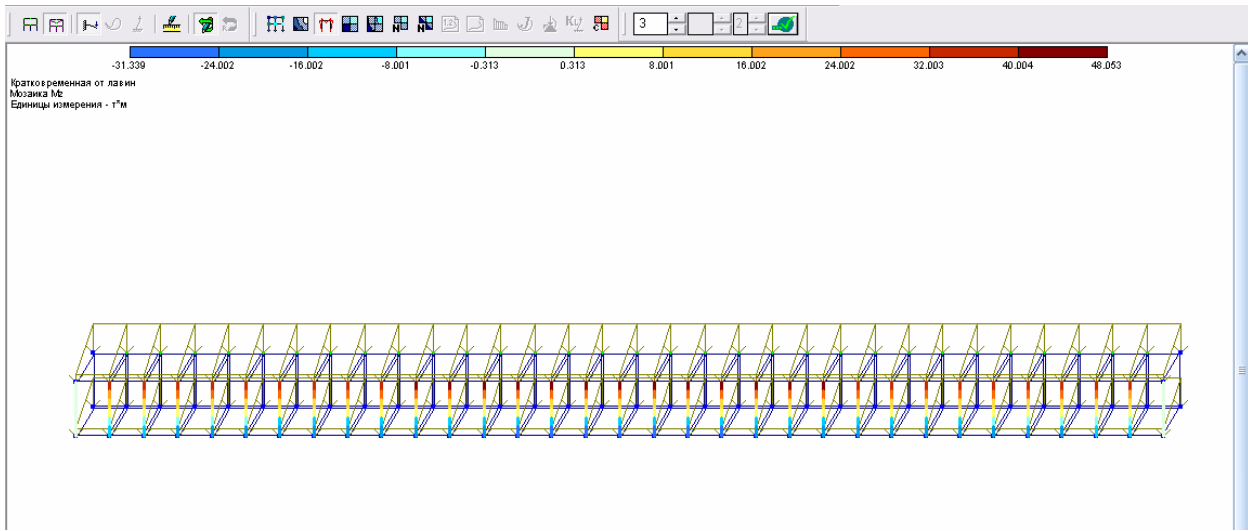


Рис. 4.17. Мозаика усилий по M_z от лавин

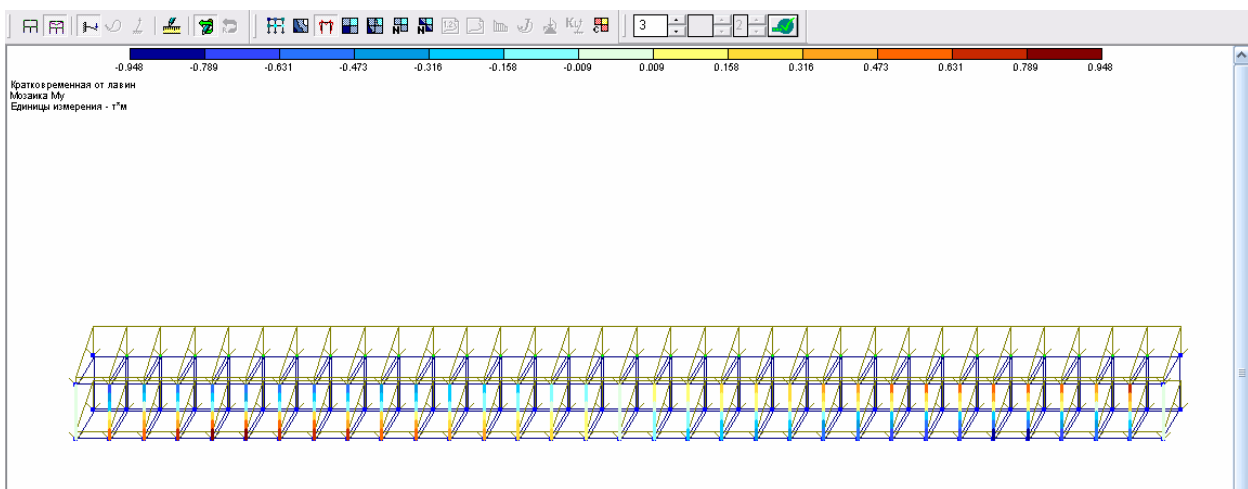


Рис. 4.16. Мозаика усилий по M_y от лавин

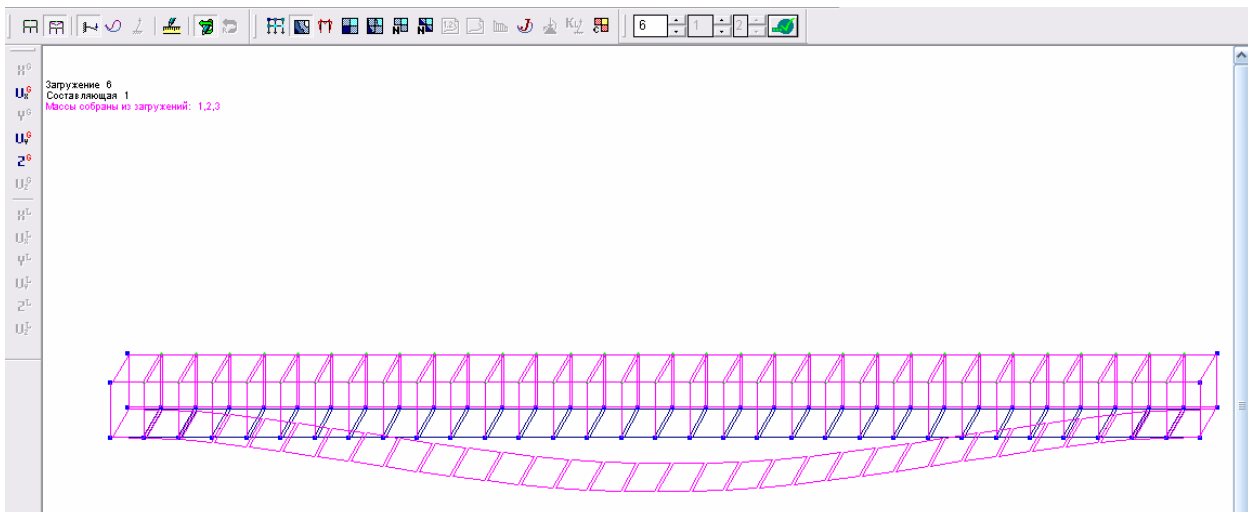


Рис. 4.17. Основная схема и деформация от сейсмических сил

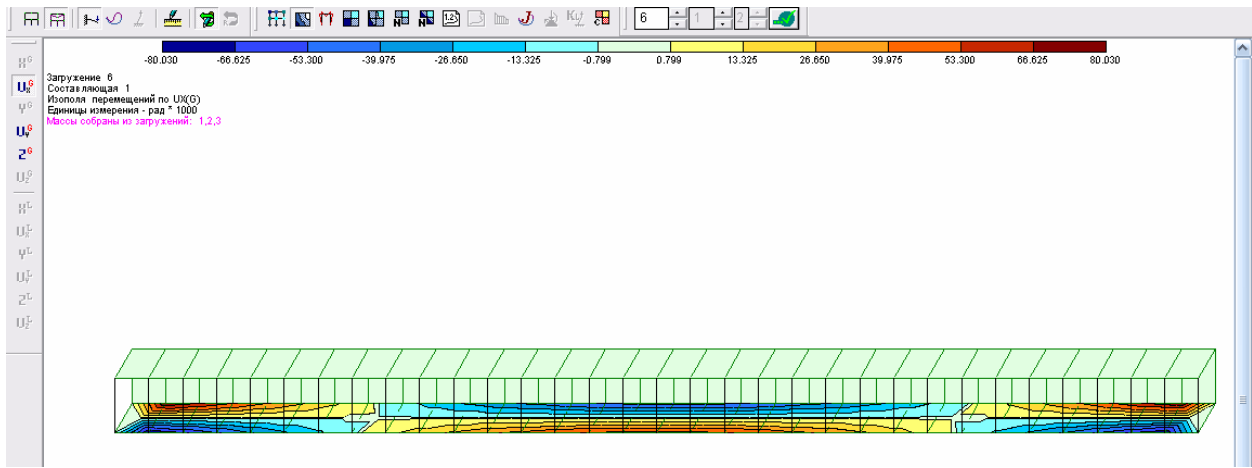


Рис. 4.18. Мозаика перемещений от сейсмических сил

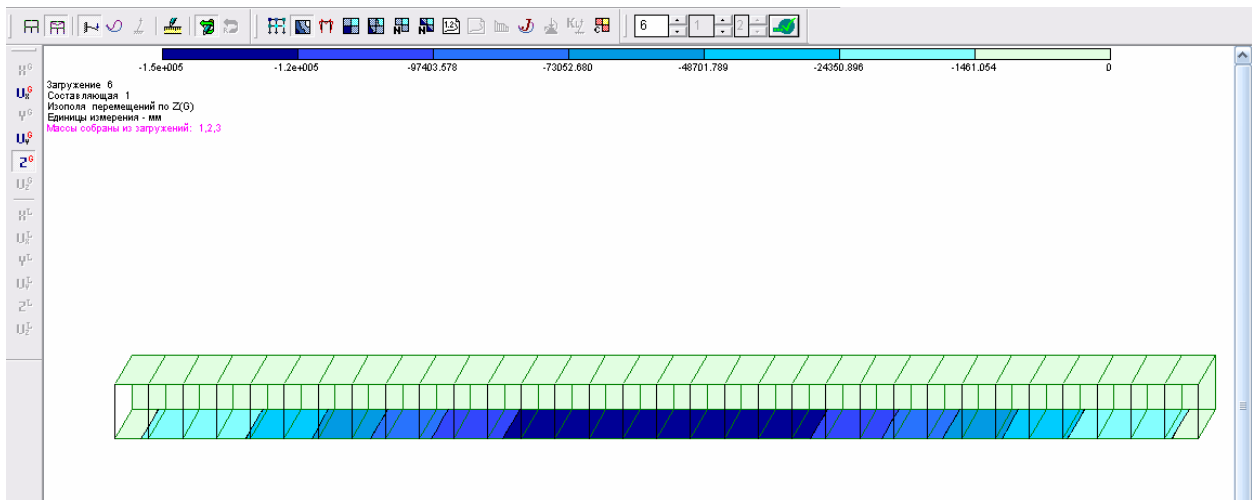


Рис. 4.19. Мозаика усилий от сейсмических сил

Таблица 4.4.

Таблица узлов

Таблица узлов								
Файл Редактировать Опции								
Таблица узлов								
№ узла	Перемещения						№ загруз	Составл
	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)	UX рад*1000	UY рад*1000	UZ рад*1000		
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
3	0.003	-0.270	-0.044	0.361	0.001	-0.010	1	-
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
12	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
13	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
14	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
16	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
19	0.006	-0.022	-0.038	0.327	0.006	0.000	1	-
20	-0.025	-0.021	-0.115	-0.457	0.011	0.000	1	-
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
26	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
27	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
29	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
31	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
32	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
33	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-

Таблица 4.5.

Таблица усилий

Таблица усилий (пластины)														
Файл Редактировать Опции														
Таблица усилий (пластины)														
№ элем	Усилия (напряжения)											Тип элем	№ загруз	Составл
	Nx (т/м**2)	Ny (т/м**2)	Nz (т/м**2)	Txy (т/м**2)	Txz (т/м**2)	Mx (т)	My (т)	Mxy (т)	Qx (т/м)	Qy (т/м)	Rz (т/м**2)			
1	0.390	-6.983	0.000	-4.242	0.000	0.045	0.228	-0.172	0.079	0.168	0.000	41	1	-
2	-5.997	-1.259	0.000	-2.163	0.000	0.046	0.264	0.044	0.128	-0.052	0.000	41	1	-
3	-2.857	-15.715	0.000	0.324	0.000	0.105	0.466	0.011	-0.004	0.340	0.000	41	1	-
4	-3.532	-17.018	0.000	0.949	0.000	0.094	0.474	0.014	0.003	0.333	0.000	41	1	-
5	-3.720	-17.221	0.000	0.928	0.000	0.097	0.482	0.016	0.002	0.326	0.000	41	1	-
6	-3.766	-17.246	0.000	0.790	0.000	0.098	0.491	0.016	0.002	0.318	0.000	41	1	-
7	-3.754	-17.229	0.000	0.630	0.000	0.099	0.499	0.015	0.002	0.310	0.000	41	1	-
8	-3.714	-17.200	0.000	0.480	0.000	0.100	0.507	0.014	0.002	0.303	0.000	41	1	-
9	-3.663	-17.166	0.000	0.349	0.000	0.102	0.515	0.013	0.002	0.297	0.000	41	1	-
10	-3.610	-17.133	0.000	0.240	0.000	0.103	0.521	0.011	0.002	0.291	0.000	41	1	-
11	-3.559	-17.103	0.000	0.156	0.000	0.104	0.527	0.010	0.001	0.286	0.000	41	1	-
12	-3.514	-17.076	0.000	0.093	0.000	0.105	0.532	0.008	0.001	0.282	0.000	41	1	-
13	-3.475	-17.053	0.000	0.049	0.000	0.106	0.536	0.006	0.001	0.279	0.000	41	1	-
14	-3.444	-17.035	0.000	0.022	0.000	0.107	0.539	0.005	0.001	0.276	0.000	41	1	-
15	-3.421	-17.022	0.000	0.007	0.000	0.107	0.541	0.003	0.001	0.274	0.000	41	1	-
16	-3.406	-17.013	0.000	0.000	0.000	0.108	0.543	0.002	0.000	0.273	0.000	41	1	-
17	-3.398	-17.009	0.000	0.000	0.000	0.108	0.543	0.001	0.000	0.272	0.000	41	1	-
18	-3.398	-17.009	0.000	0.000	0.000	0.108	0.543	-0.001	0.000	0.272	0.000	41	1	-
19	-3.406	-17.013	0.000	0.000	0.000	0.108	0.543	-0.002	0.000	0.273	0.000	41	1	-
20	-3.421	-17.022	0.000	-0.007	0.000	0.107	0.541	-0.003	-0.001	0.274	0.000	41	1	-
21	-3.444	-17.035	0.000	-0.022	0.000	0.107	0.539	-0.005	-0.001	0.276	0.000	41	1	-
22	-3.475	-17.053	0.000	-0.049	0.000	0.106	0.536	-0.006	-0.001	0.279	0.000	41	1	-
23	-3.514	-17.076	0.000	-0.093	0.000	0.105	0.532	-0.008	-0.001	0.282	0.000	41	1	-
24	-3.559	-17.103	0.000	-0.156	0.000	0.104	0.527	-0.010	-0.001	0.286	0.000	41	1	-
25	-3.610	-17.133	0.000	-0.240	0.000	0.103	0.521	-0.011	-0.002	0.291	0.000	41	1	-
26	-3.663	-17.166	0.000	-0.349	0.000	0.102	0.515	-0.013	-0.002	0.297	0.000	41	1	-
27	-3.714	-17.200	0.000	-0.480	0.000	0.100	0.507	-0.014	-0.002	0.303	0.000	41	1	-
28	-3.754	-17.229	0.000	-0.630	0.000	0.099	0.499	-0.015	-0.002	0.310	0.000	41	1	-
29	-3.766	-17.246	0.000	-0.790	0.000	0.098	0.491	-0.016	-0.002	0.318	0.000	41	1	-
30	-3.720	-17.221	0.000	-0.928	0.000	0.097	0.482	-0.016	-0.002	0.326	0.000	41	1	-
31	-3.532	-17.018	0.000	-0.949	0.000	0.094	0.474	-0.014	-0.003	0.333	0.000	41	1	-
32	-2.857	-15.715	0.000	-0.324	0.000	0.105	0.466	-0.011	0.004	0.340	0.000	41	1	-
33	0.390	-6.983	0.000	4.242	0.000	0.045	0.228	0.172	-0.079	0.168	0.000	41	1	-

4.2. Результаты испытаний галереи с подвесным перекрытием

Имя задачи: галерея с подвесным перекрытием. Расчет пространственной системы на статические и динамические воздействия с выбором расчетных сочетаний усилий.

Объект: Статический и динамический расчет несущих конструкций галереи с подвесным перекрытием. Расчет выполнен программным комплексом «ЛИРА».

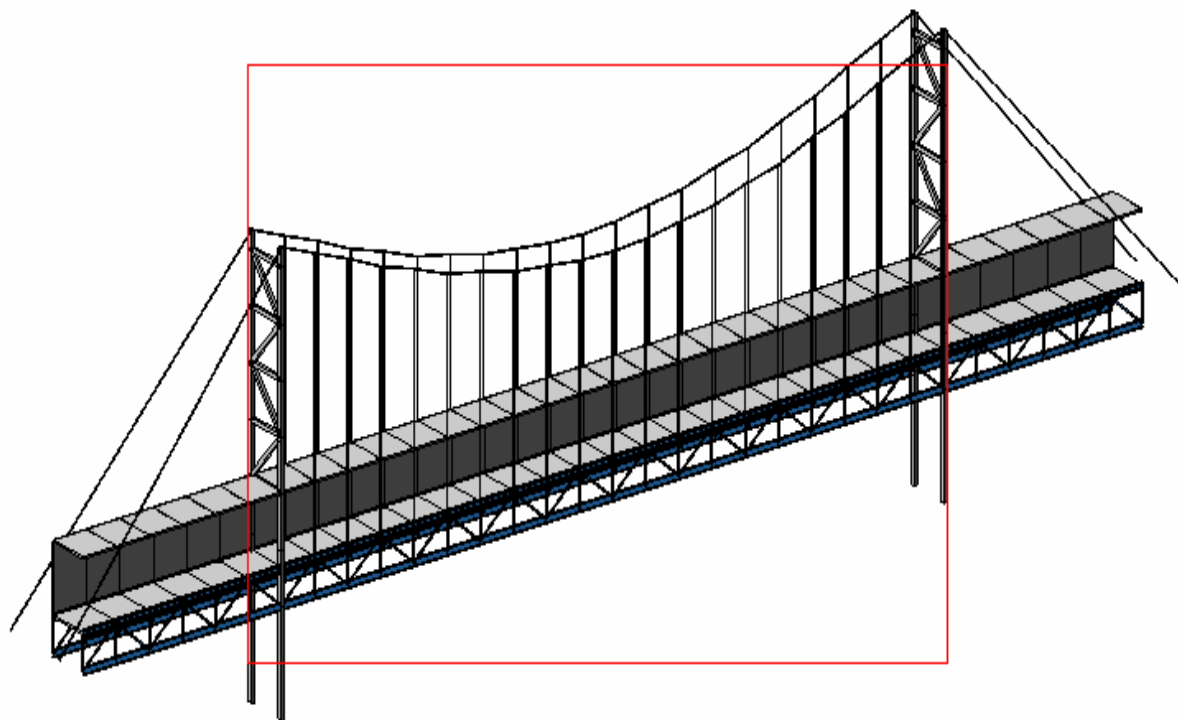
Пояснения к расчету конструкций лавинозащитной галереи с подвесным перекрытием.

- Размеры строения в плане 160х6х50h м;
- Сейсмичность площадки строительства – 9 баллов;
- Категория грунта по сейсмическим свойствам – II ($R = \text{кг/см}^2$);
- Фундаменты под стойки – железобетонные столбчатые;

Нагрузки разбиты на 6 загрузений:

- 1 – постоянная, собственный вес сооружения и вес снега;
- 2 – кратковременная от подвижного состава;
- 3 – кратковременная от лавин;
- 4 – сейсмическая в направлении «X»;
- 5 – сейсмическая в направлении «Y»;
- 6 – сейсмическая в направлении «Z».

Расчет системы выполнен по программе Lira версии 9.4 с использованием пространственной расчетной схемы нагрузки собственный вес конструкций, снеговая нагрузка, нагрузки от подвижного состава, от лавин, камнепадов, сейсмическая нагрузка. В распечатках и электронной версии результатов приведены расчетная схема, ее отдельные компоненты и результаты проверки сечений элементов по предельным состояниям.



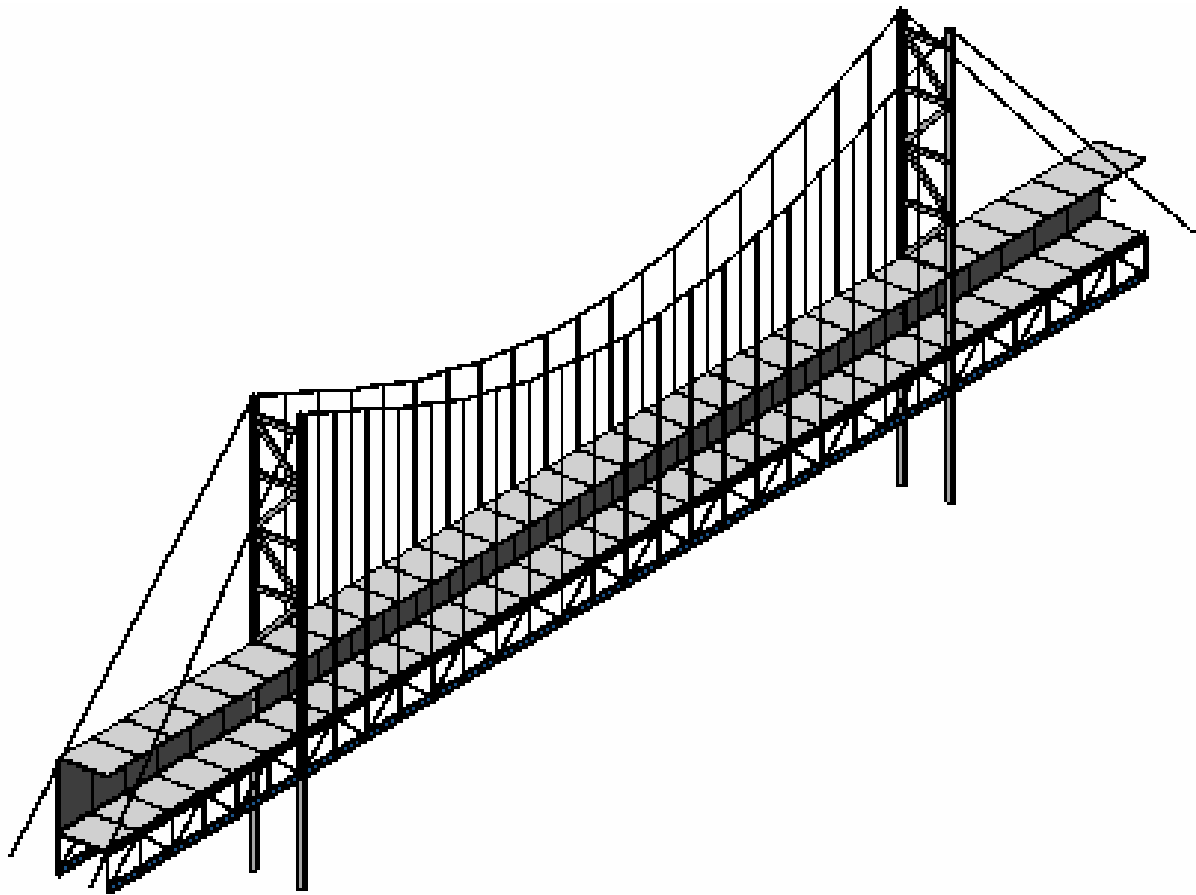
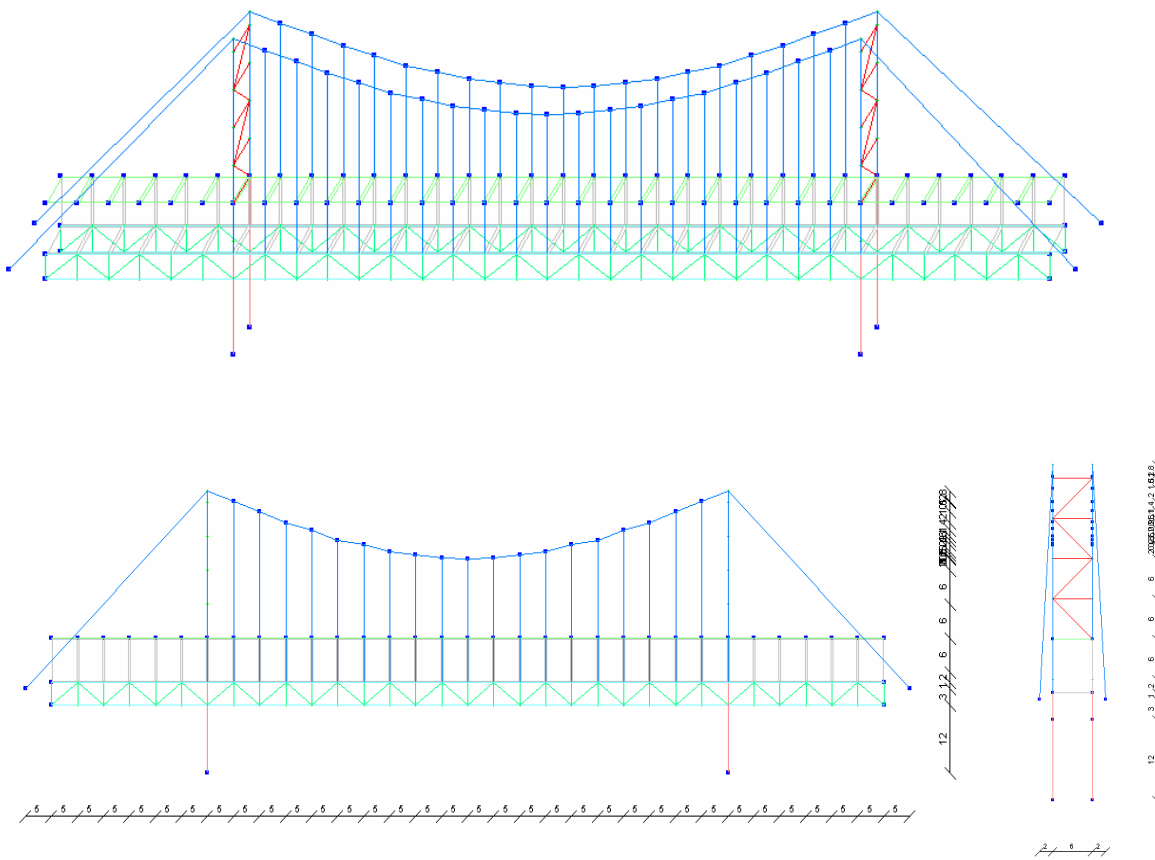


Рис. 4.20. Общий вид расчетного блока



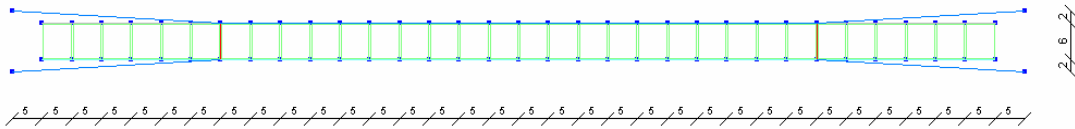


Рис. 4.21. Конечно элементная модель расчетного каркаса

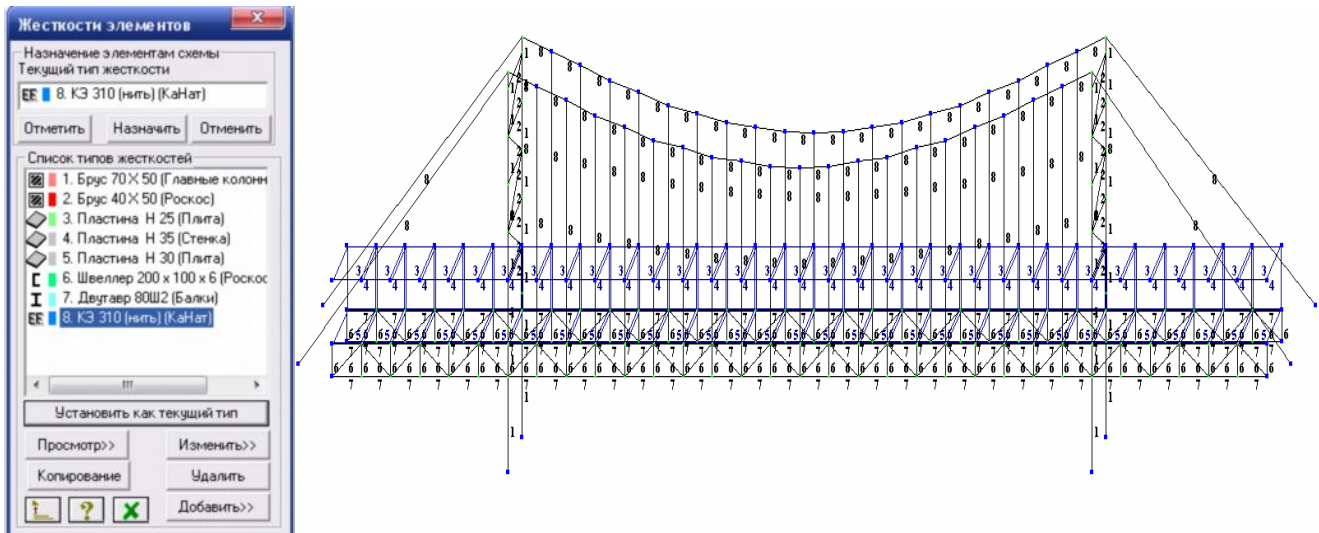


Рис. 4.22. Назначенные типы жесткостей

Постоянная

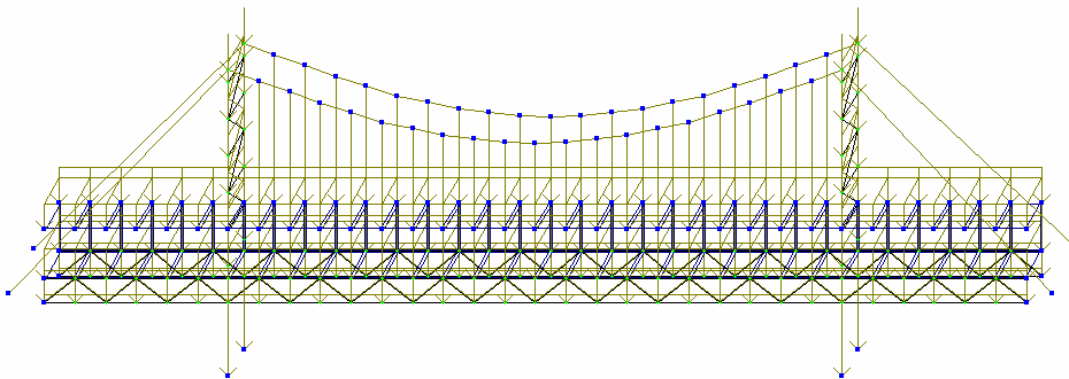


Рис. 4.23. Нагрузка от собственного веса конструкции

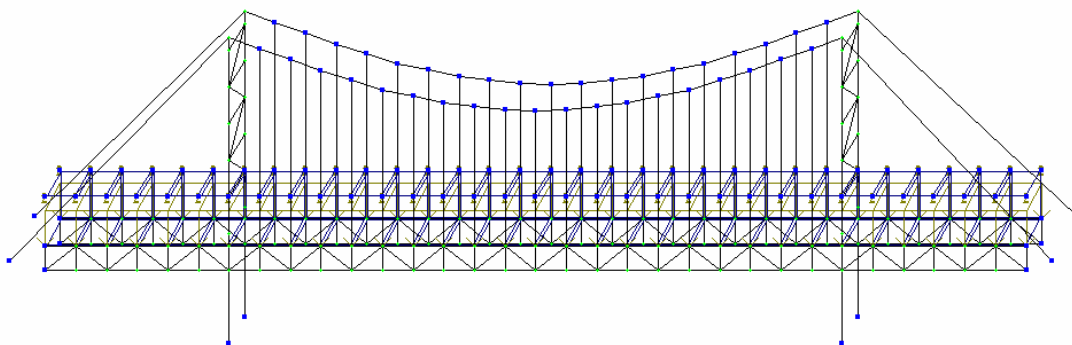


Рис. 4.24. Кратковременная нагрузка от подвижного состава

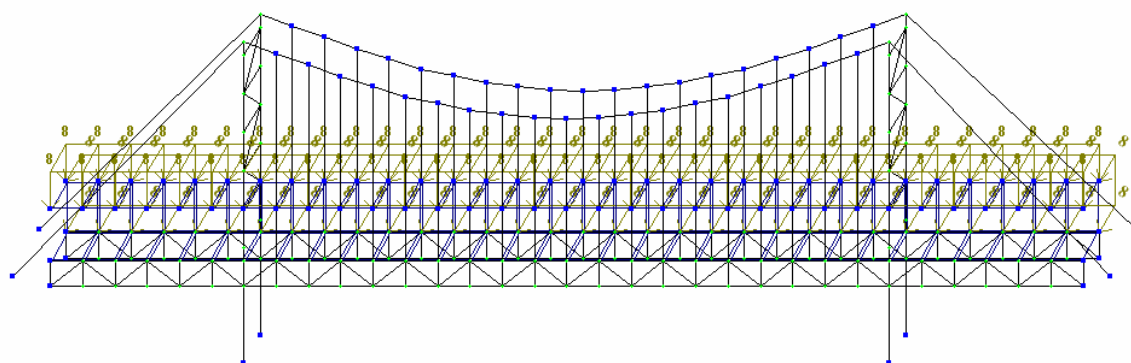


Рис. 4.25. Кратковременная нагрузка от лавин

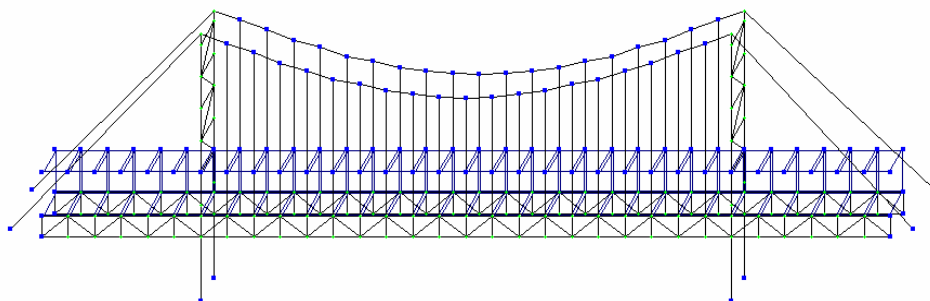


Рис. 4.26. Сейсмическая нагрузка

Нагрузки для расчета на сейсмические воздействия приняты в соответствии со следующими таблицами:

Таблица сейсмических нагрузок

Формирование динамических загрузки...

Сформировать матрицу масс на основании:

- загрузки (код 1)

- плотности элементов (код 2)

№ динамического нагружения:

№ соответствующего статического нагружения:

Кэф. преобразования:

Сводная таблица:

№ дин. з...	№ стат. ...	Кэфф.	Код
4	1	0.9	1
4	2	0.9	1
4	3	0.9	1
5	1	0.9	1
5	2	0.9	1
5	3	0.9	1
6	1	0.9	1
6	2	0.9	1

Добавить Удалить Изменить

Формирование динамических загрузки...

Сформировать матрицу масс на основании:

- загрузки (код 1)

- плотности элементов (код 2)

№ динамического нагружения:

№ соответствующего статического нагружения:

Кэф. преобразования:

Сводная таблица:

№ дин. з...	№ стат. ...	Кэфф.	Код
4	1	0.9	1
4	2	0.9	1
4	3	0.9	1
5	1	0.9	1
5	2	0.9	1
5	3	0.9	1
6	1	0.9	1
6	2	0.9	1

Добавить Удалить Изменить

Продолжение таблицы 4.6.

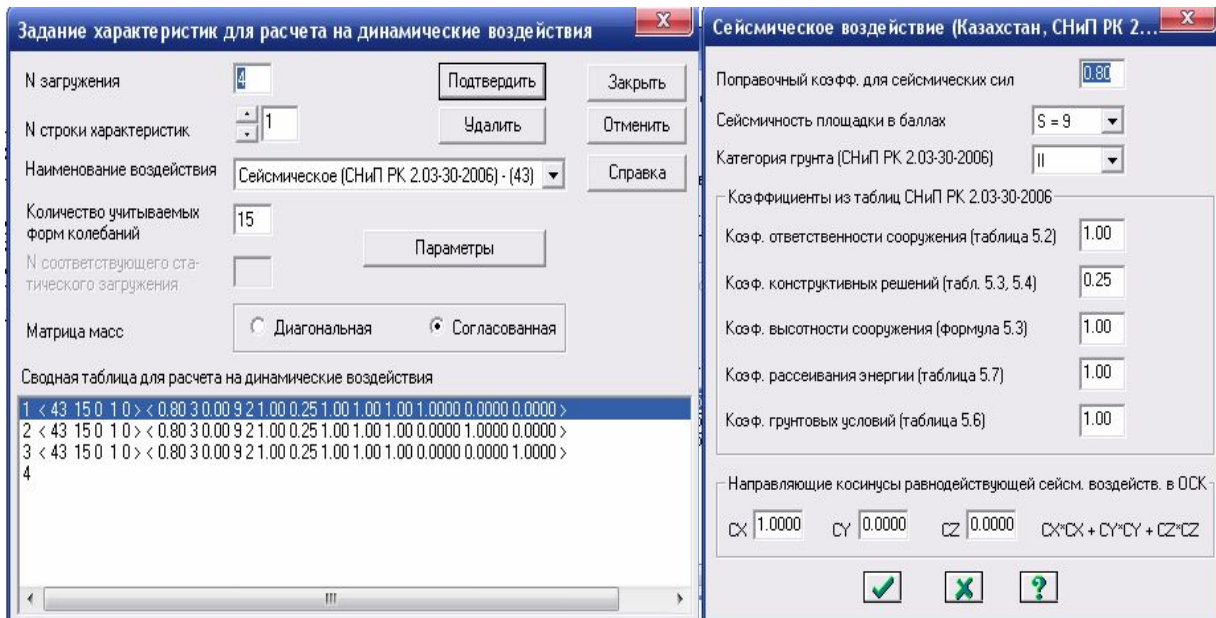


Таблица 4.7.

Кoefficients PCY

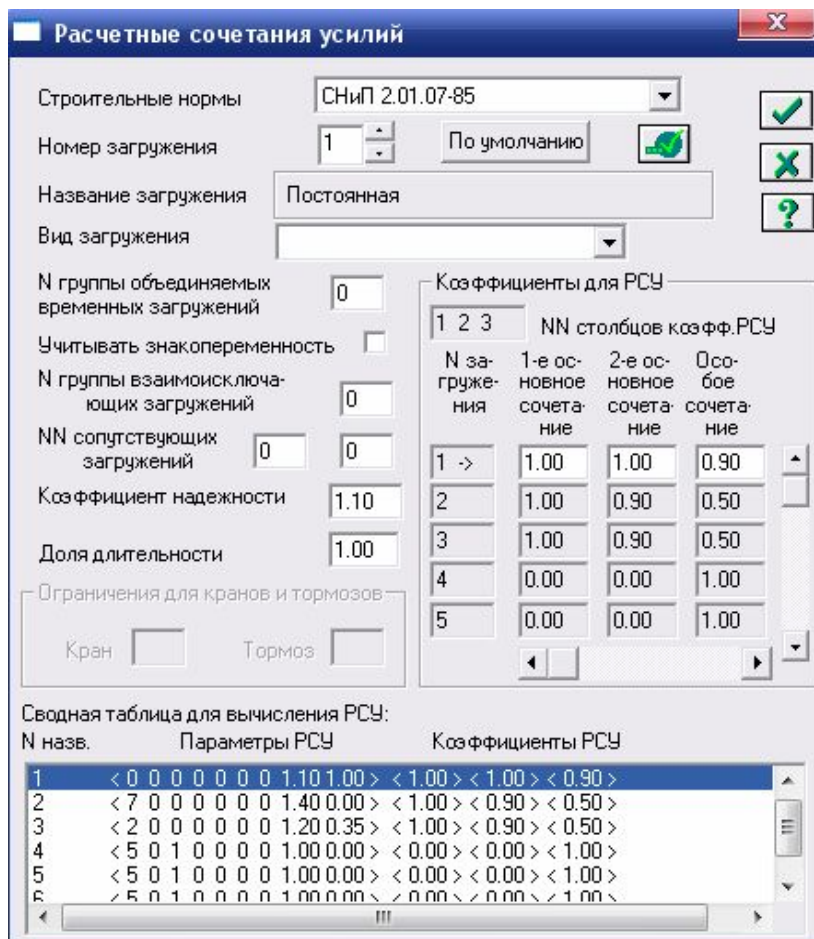


Таблица 4.8.

Частоты собственных колебаний

Частоты собственных колебаний								
№ загруз	№ формы	Собст. значения	Частоты		Период (с)	Кэф. распрд.	Мод. масса (%)	Сумма мод. масс (%)
			Круг. частота (рад/с)	Частота (Гц)				
4	1	0.194	5.143	0.818	1.222	0.000	0.000	0.000
4	2	0.193	5.180	0.824	1.213	0.000	0.000	0.000
4	3	0.174	5.742	0.914	1.094	0.003	0.000	0.000
4	4	0.174	5.752	0.915	1.092	-0.001	0.000	0.000
4	5	0.140	7.141	1.136	0.880	0.000	0.000	0.000
4	6	0.140	7.146	1.137	0.879	0.000	0.000	0.000
4	7	0.110	9.116	1.451	0.689	2.369	1.835	1.835
4	8	0.110	9.116	1.451	0.689	2.385	1.860	3.695
4	9	0.105	9.511	1.514	0.661	-0.001	0.000	3.695
4	10	0.105	9.515	1.514	0.660	-0.001	0.000	3.695
4	11	0.104	9.587	1.526	0.655	0.000	0.000	3.695
4	12	0.093	10.806	1.720	0.581	0.000	0.000	3.695
4	13	0.093	10.810	1.720	0.581	0.000	0.000	3.695
4	14	0.092	10.856	1.728	0.579	0.002	0.000	3.695
4	15	0.092	10.859	1.728	0.579	0.002	0.000	3.695
5	1	0.194	5.143	0.818	1.222	2.771	2.476	2.476
5	2	0.193	5.180	0.824	1.213	-0.079	0.002	2.478
5	3	0.174	5.742	0.914	1.094	0.000	0.000	2.478
5	4	0.174	5.752	0.915	1.092	0.000	0.000	2.478
5	5	0.140	7.141	1.136	0.880	0.987	0.314	2.792
5	6	0.140	7.146	1.137	0.879	0.503	0.081	2.873
5	7	0.110	9.116	1.451	0.689	0.000	0.000	2.873
5	8	0.110	9.116	1.451	0.689	0.000	0.000	2.873
5	9	0.105	9.511	1.514	0.661	0.000	0.000	2.873
5	10	0.105	9.515	1.514	0.660	0.000	0.000	2.873
5	11	0.104	9.587	1.526	0.655	13.356	57.522	60.395
5	12	0.093	10.806	1.720	0.581	0.926	0.276	60.671
5	13	0.093	10.810	1.720	0.581	0.754	0.183	60.855
5	14	0.092	10.856	1.728	0.579	0.000	0.000	60.855
5	15	0.092	10.859	1.728	0.579	0.000	0.000	60.855
6	1	0.194	5.143	0.818	1.222	-0.340	0.038	0.038
6	2	0.193	5.180	0.824	1.213	-0.003	0.000	0.038
6	3	0.174	5.742	0.914	1.094	0.000	0.000	0.038
6	4	0.174	5.752	0.915	1.092	0.000	0.000	0.038
6	5	0.140	7.141	1.136	0.880	-0.110	0.004	0.042
6	6	0.140	7.146	1.137	0.879	-0.059	0.001	0.043
6	7	0.110	9.116	1.451	0.689	-0.001	0.000	0.043
6	8	0.110	9.116	1.451	0.689	0.001	0.000	0.043
6	9	0.105	9.511	1.514	0.661	0.000	0.000	0.043
6	10	0.105	9.515	1.514	0.660	0.000	0.000	0.043
6	11	0.104	9.587	1.526	0.655	-3.657	4.368	4.411

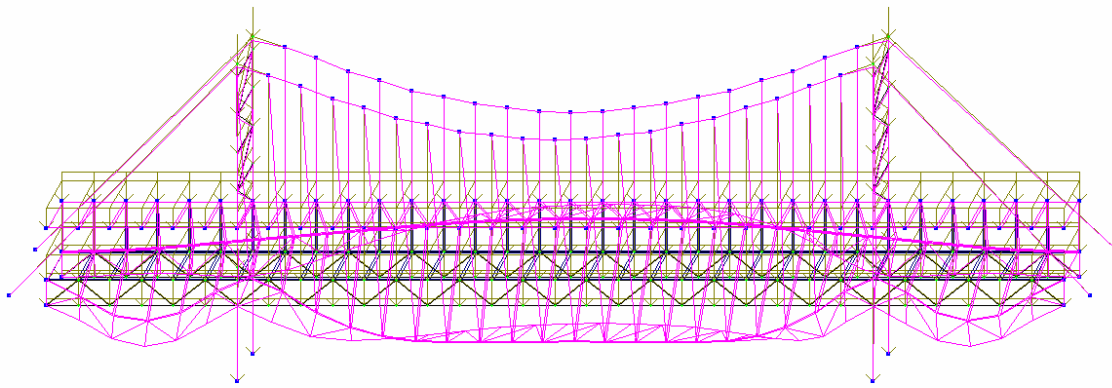


Рис. 4.27. Основная схема и деформация от собственного веса

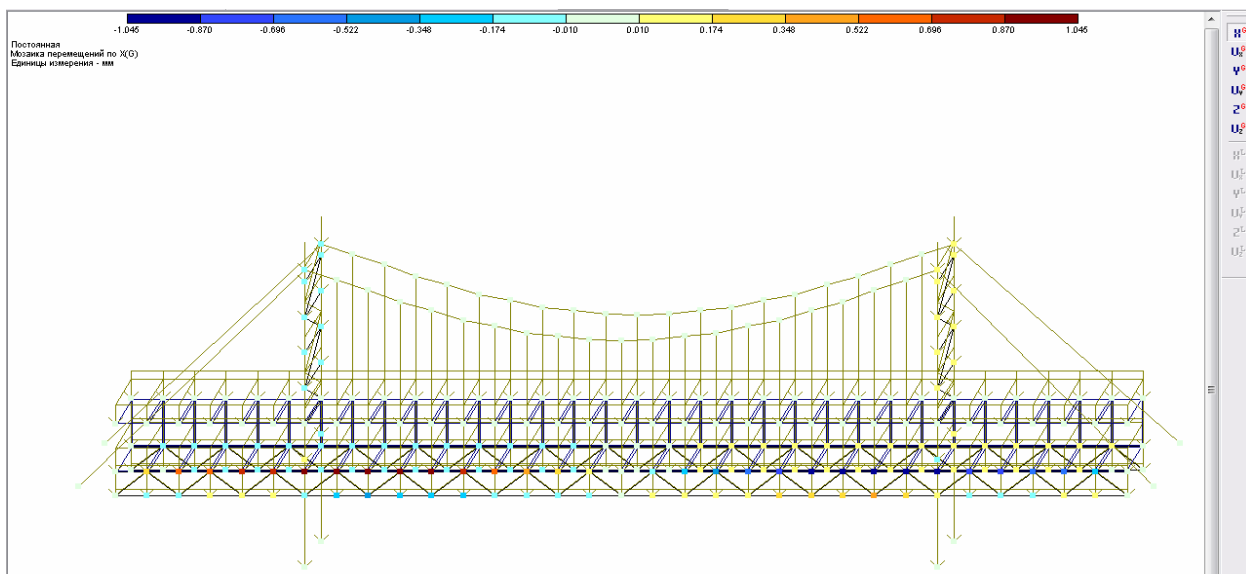


Рис. 4.28. Мозаика перемещений по X от собственного веса

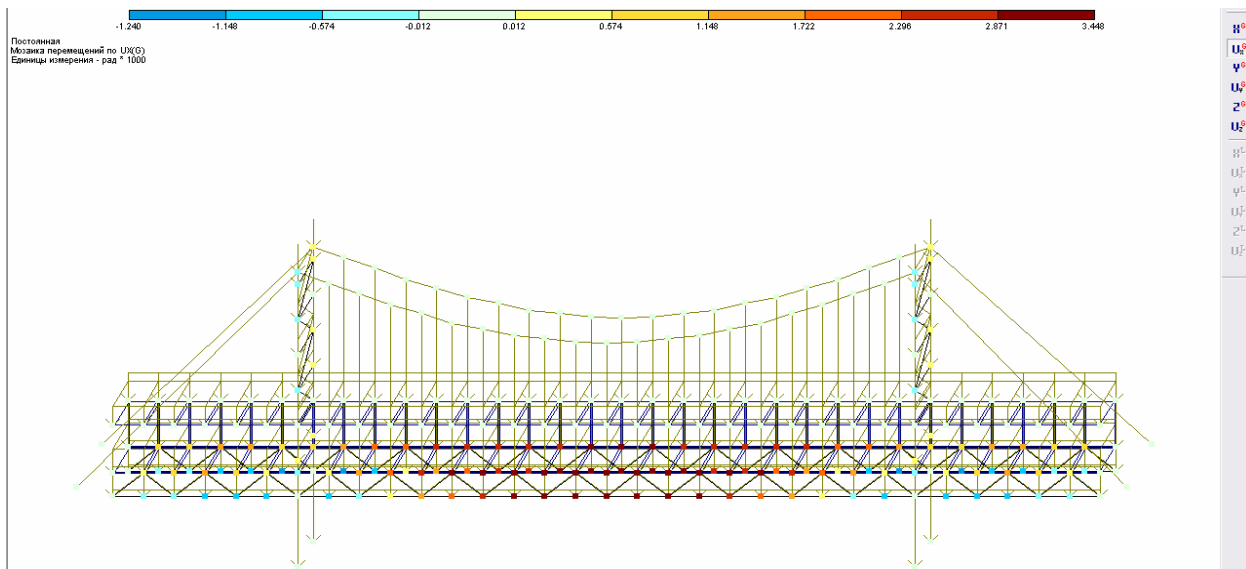


Рис. 4.29. Мозаика перемещений по UX от собственного веса

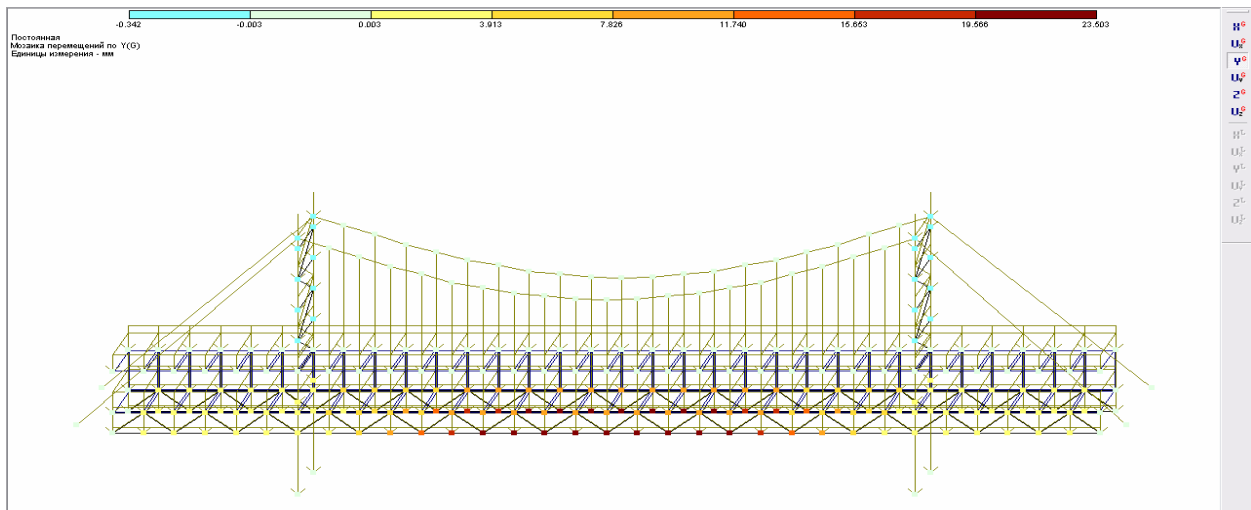


Рис. 4.30. Мозаика перемещений по Y от собственного веса

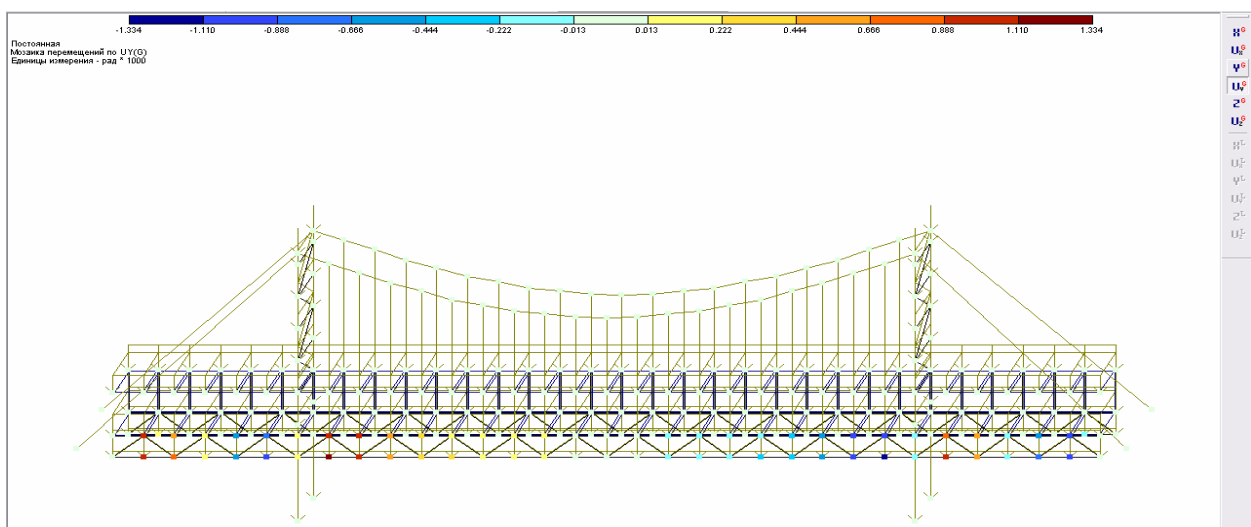


Рис. 4.31. Мозаика перемещений по UY от собственного веса

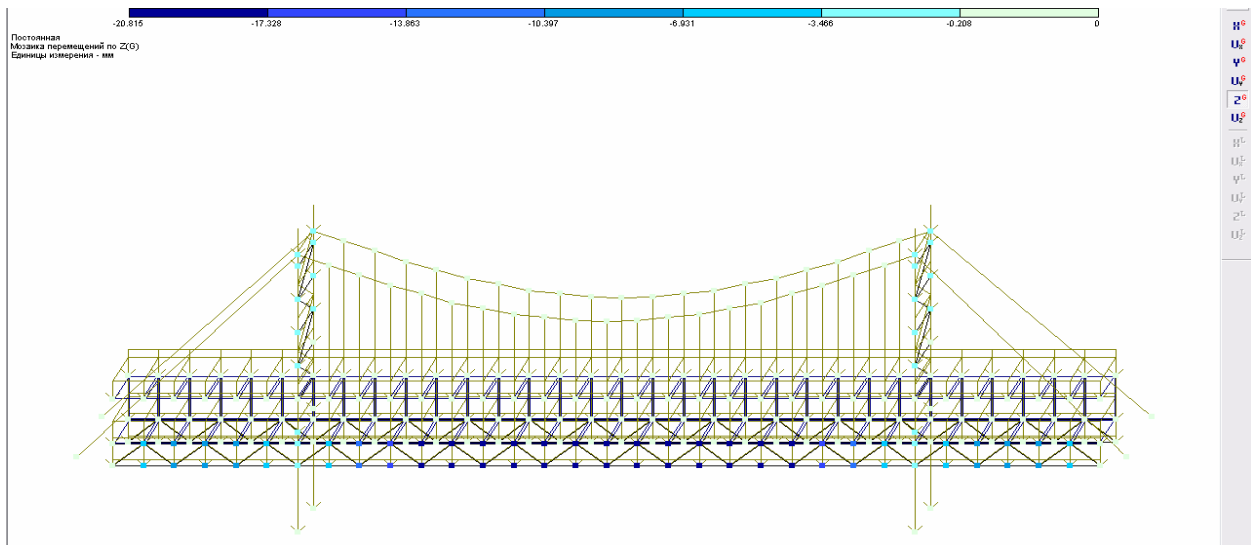


Рис. 4.32. Мозаика перемещений по Z от собственного веса

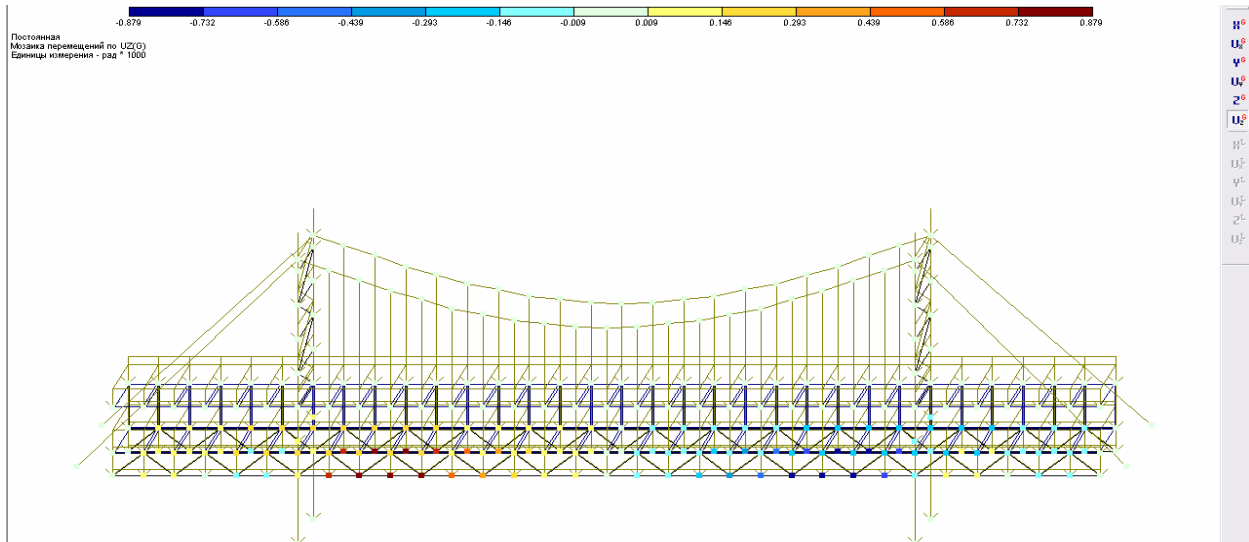


Рис. 4.33. Мозаика перемещений по UZ от собственного веса

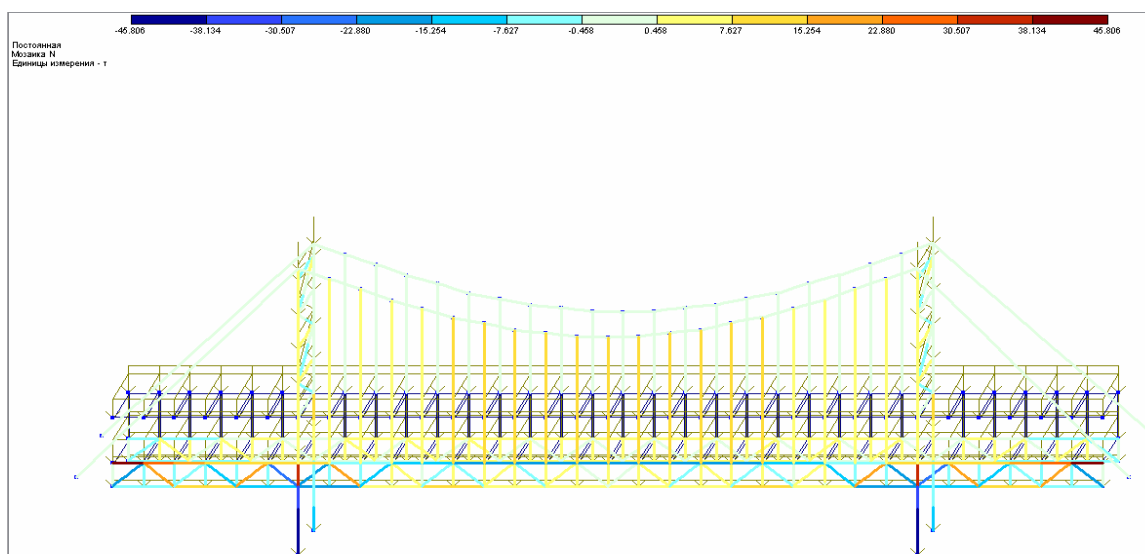


Рис. 4.34. Мозаика усилий N от собственного веса

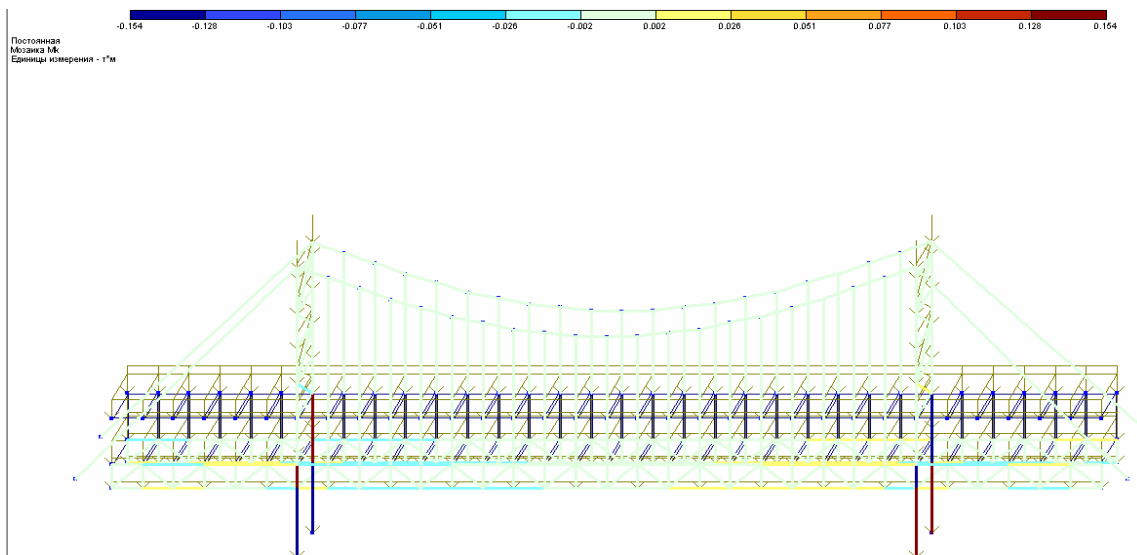


Рис. 4.35. Мозаика усилий Mk от собственного веса

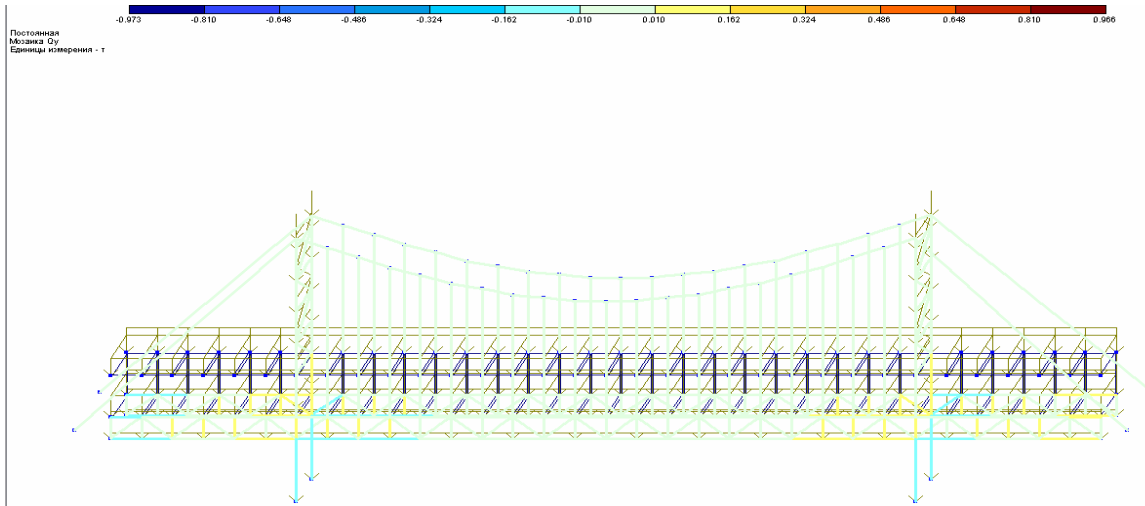


Рис. 4.36. Мозаика усилий Qy от собственного веса

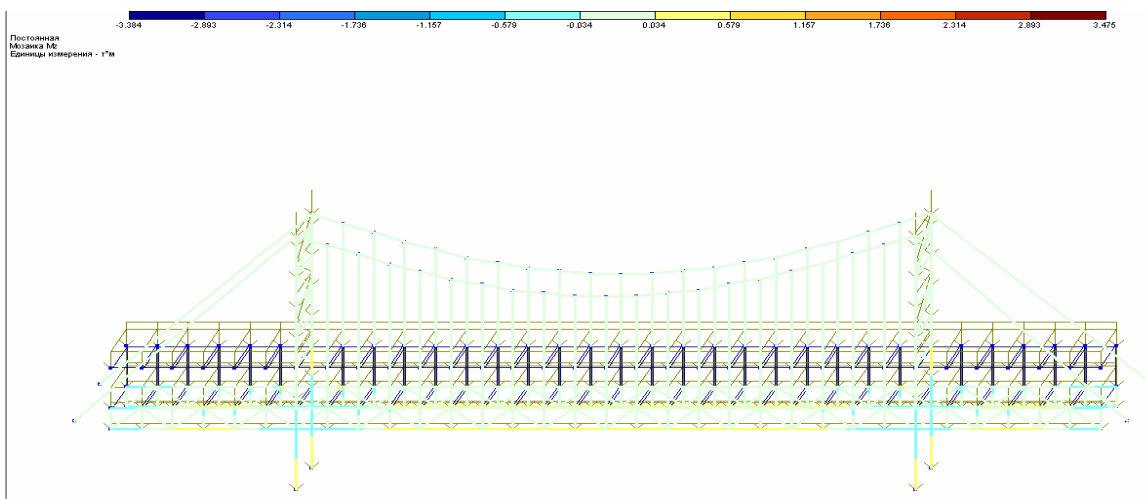


Рис. 4.37. Мозаика усилий Mz от собственного веса

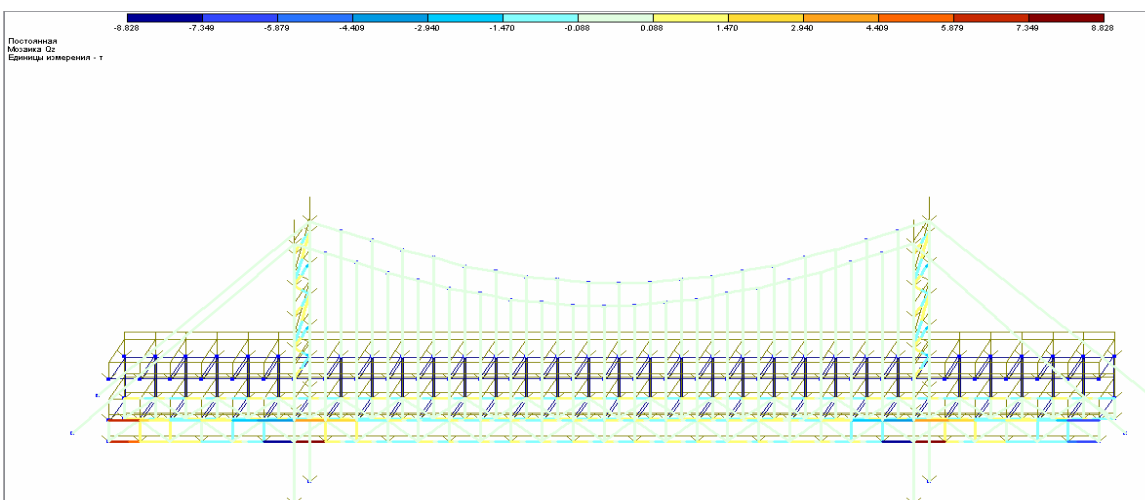


Рис. 4.38. Мозаика усилий Qz от собственного веса

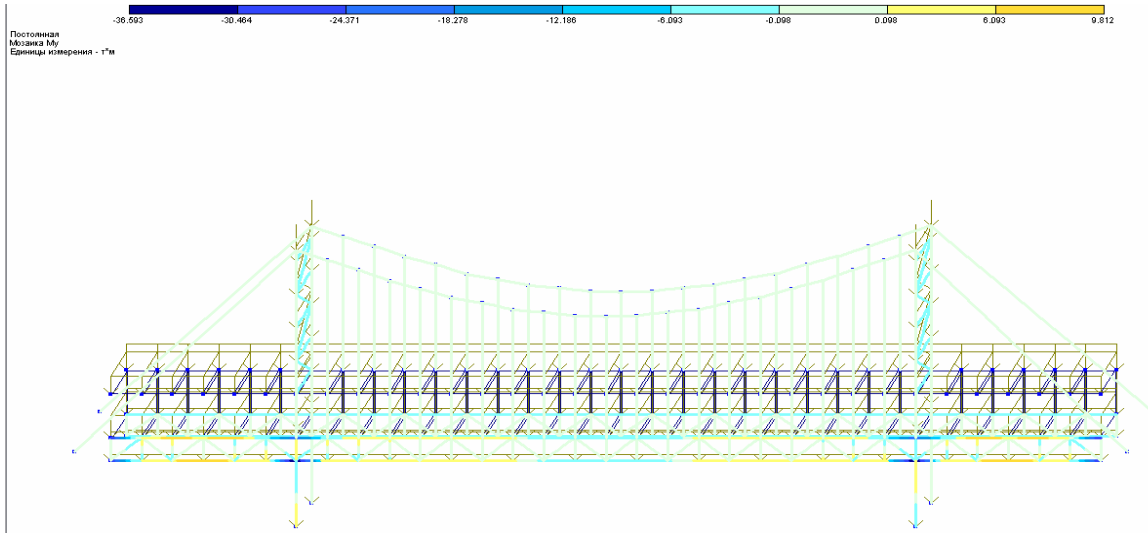


Рис. 4.39. Мозаика усилий M_u от собственного веса

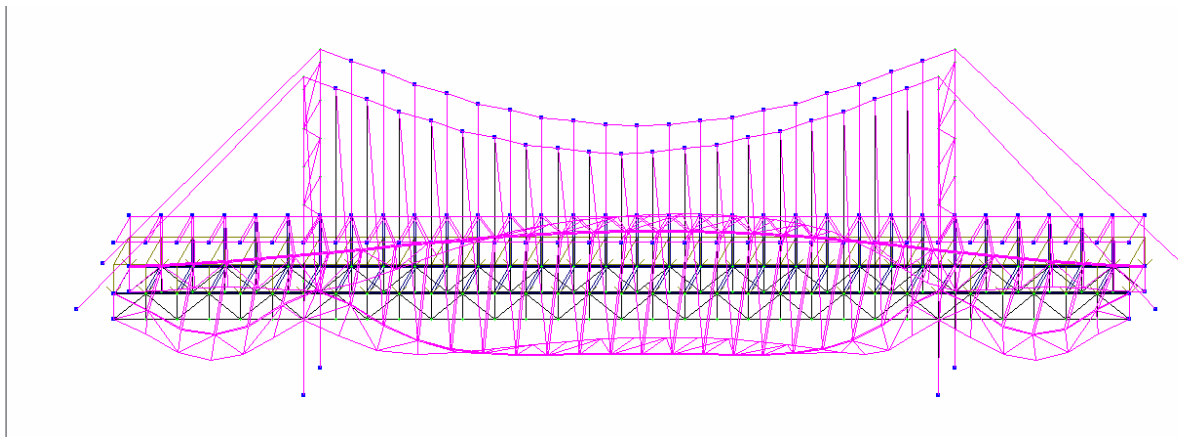


Рис. 4.40. Основная схема и деформация от подвижного состава

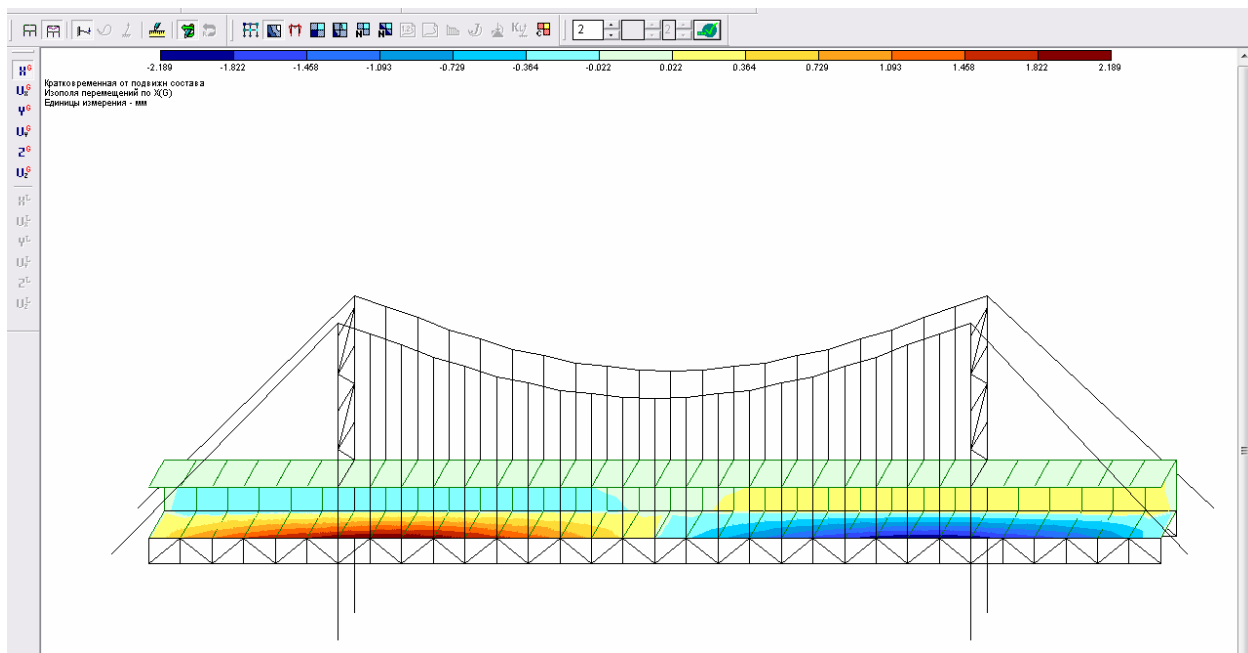


Рис. 4.41. Мозаика перемещений по X от подвижного состава

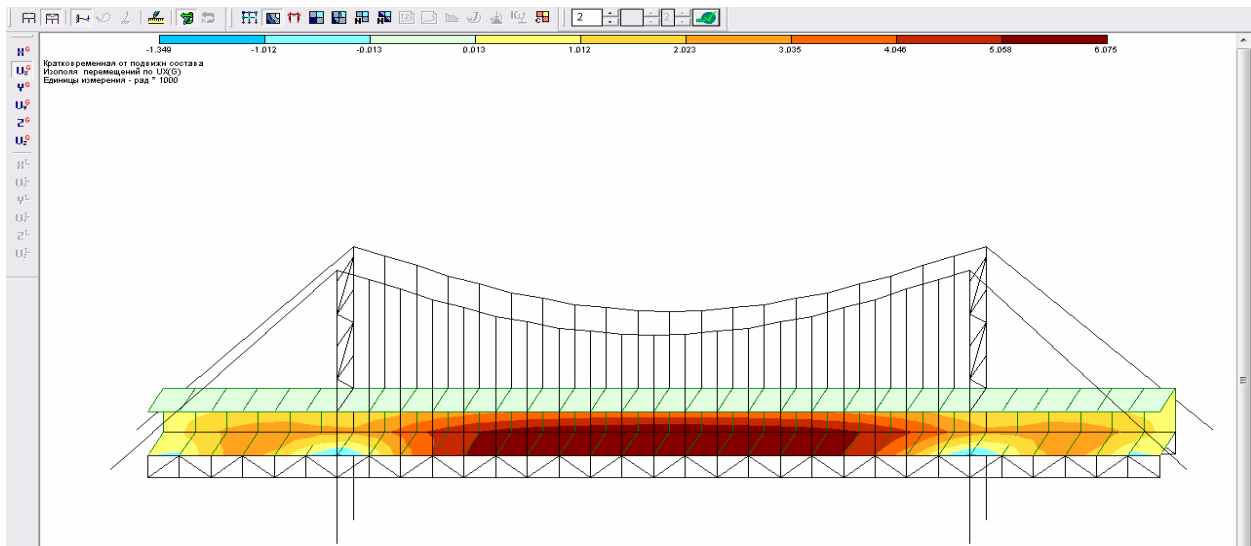


Рис. 4.42. Мозаика перемещений по UX от подвижного состава

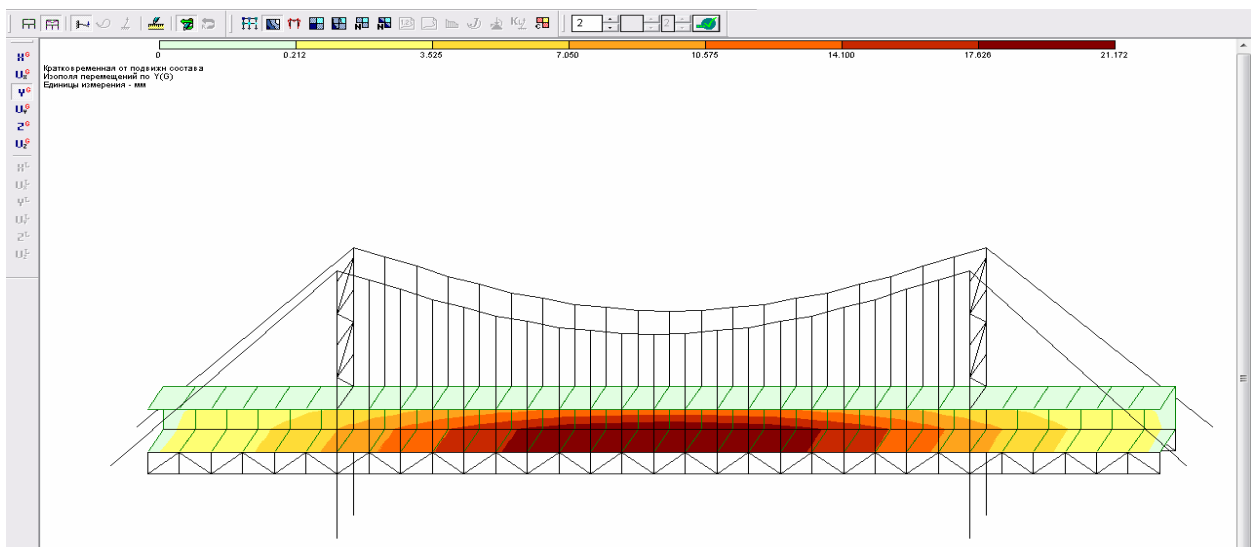


Рис. 4.43. Мозаика перемещений по UY от подвижного состава

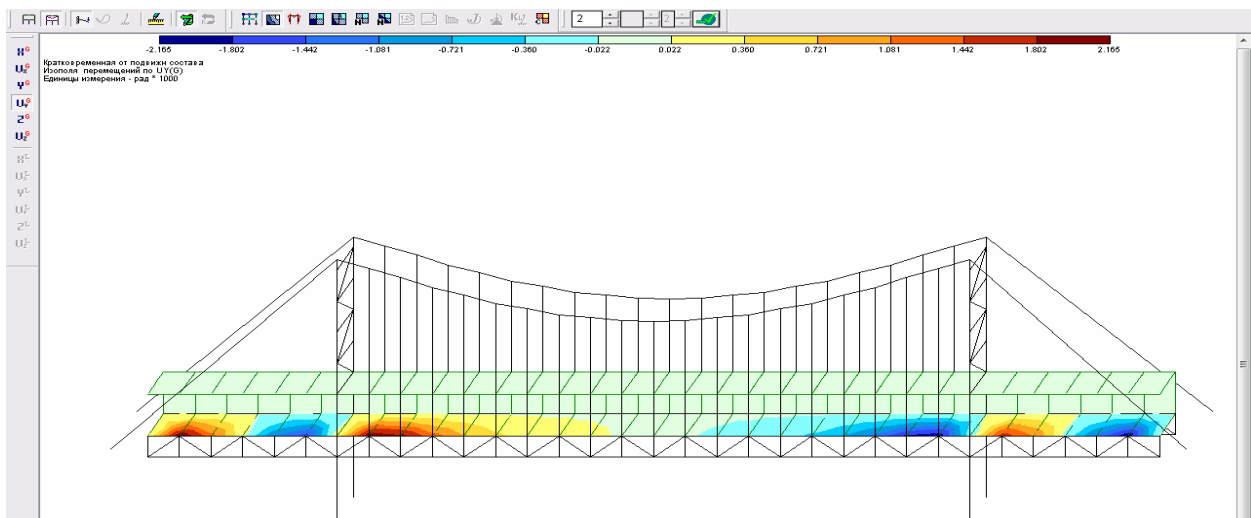


Рис. 4.44. Мозаика перемещений по UY от подвижного состава

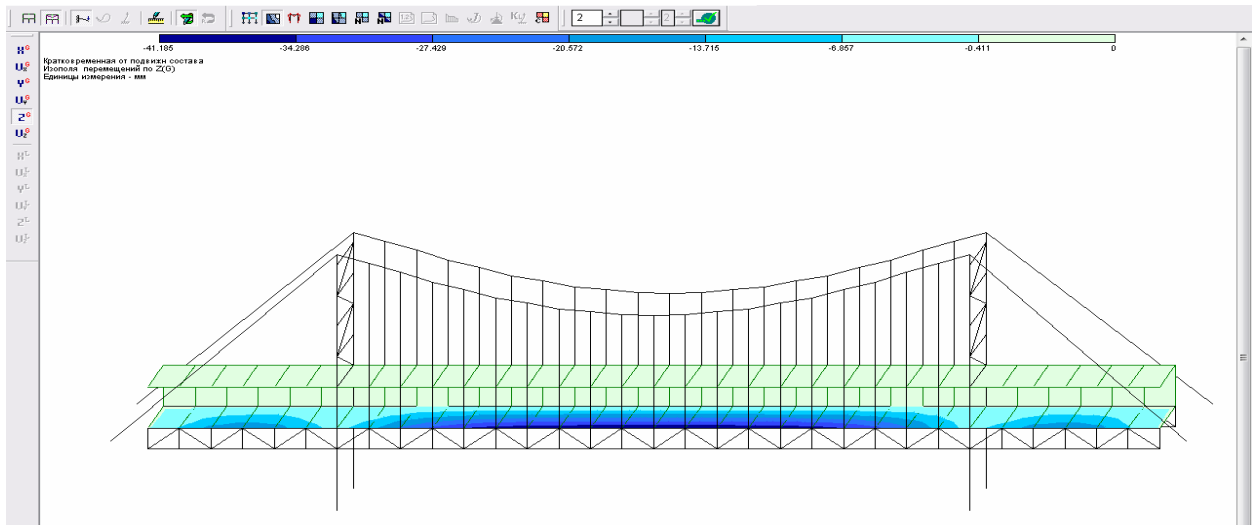


Рис. 4.45. Мозаика перемещений по Z от подвижного состава

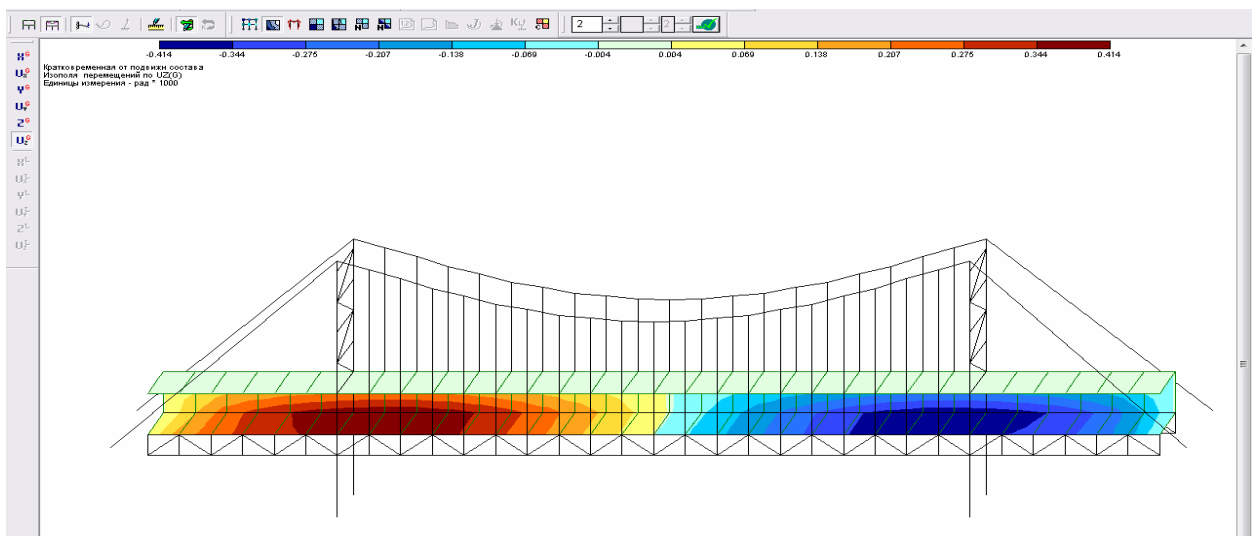


Рис. 4.46. Мозаика перемещений по UZ от подвижного состава

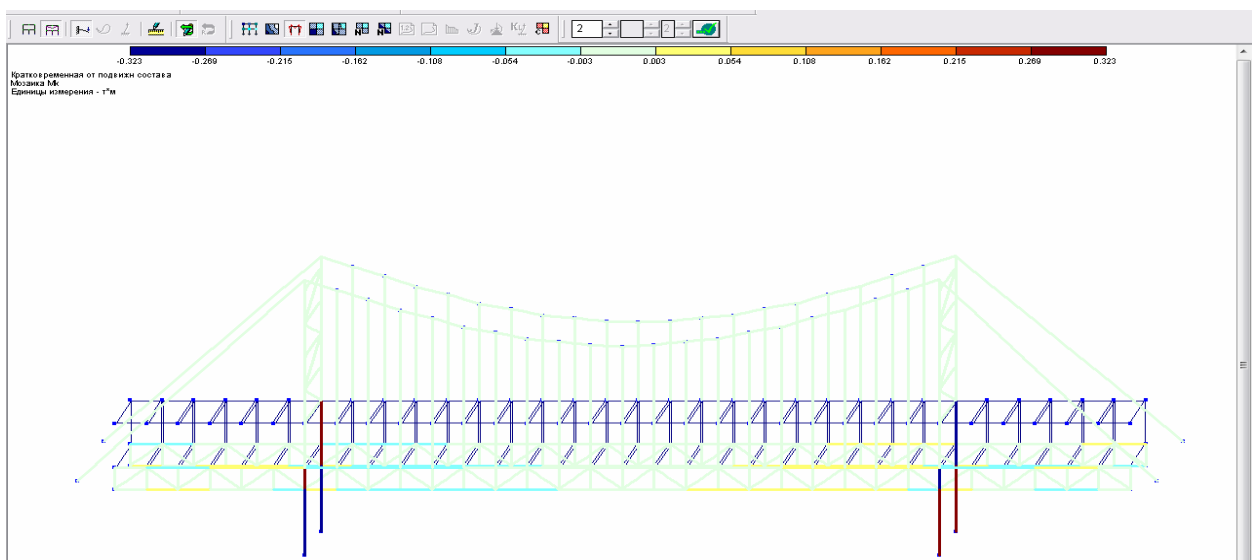


Рис. 4.47. Мозаика усилий Mk от подвижного состава

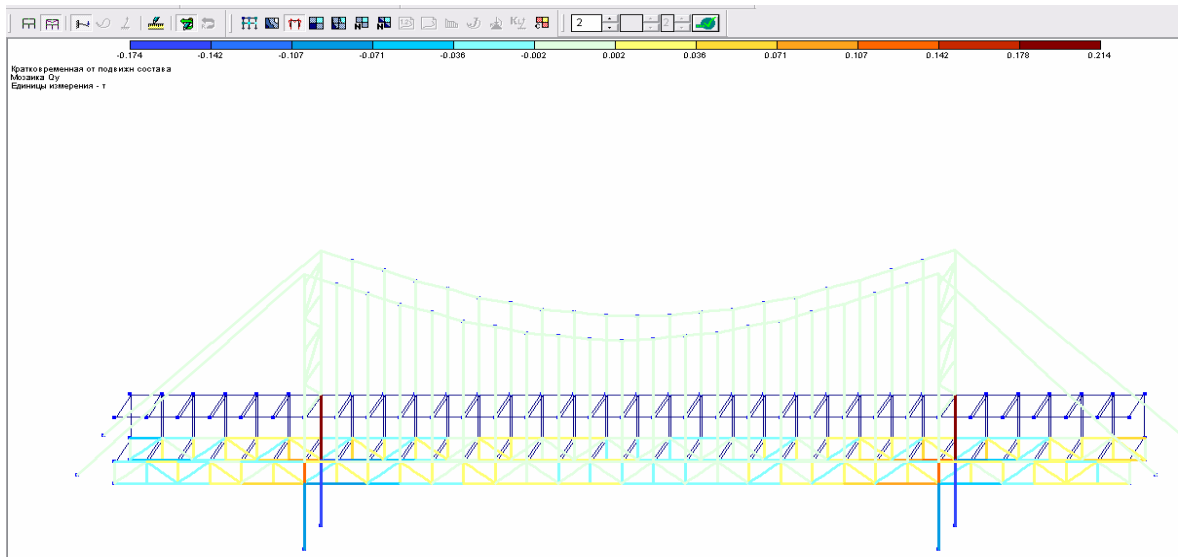


Рис. 4.48. Мозаика усилий Qy от подвижного состава

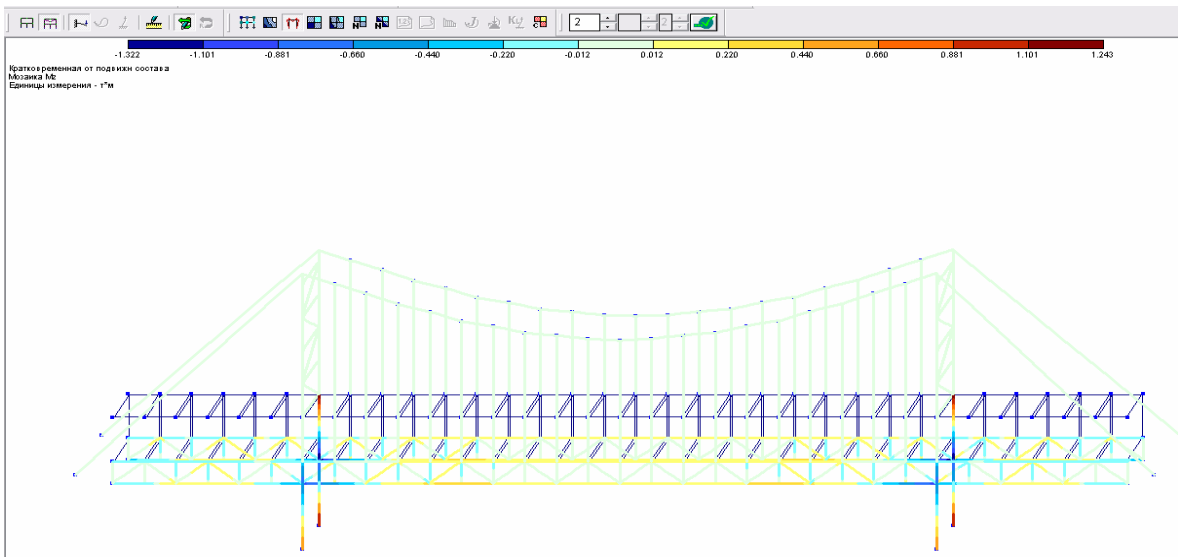


Рис. 4.49. Мозаика усилий Mz от подвижного состава

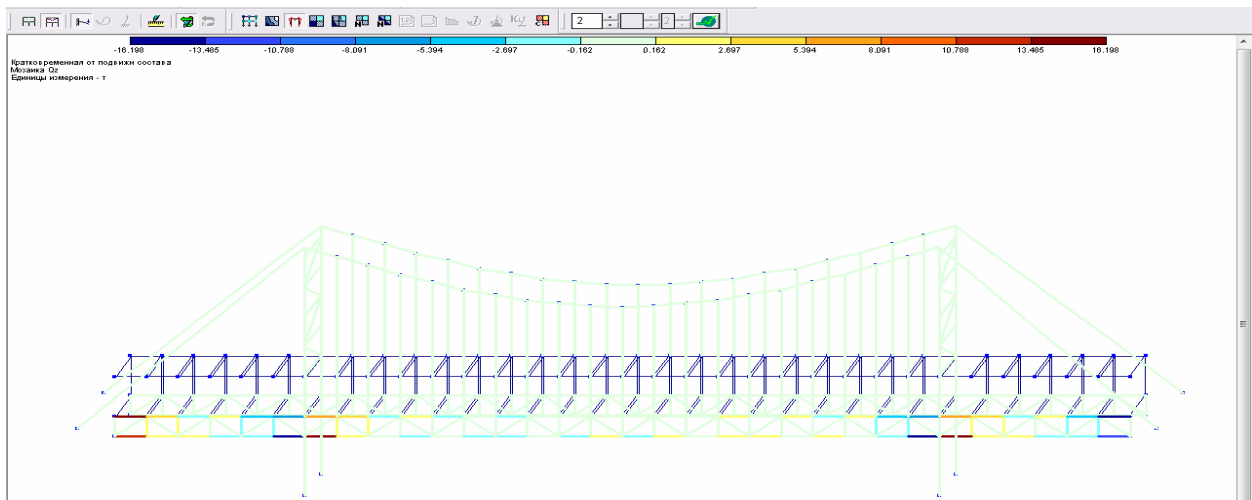


Рис. 4.50. Мозаика усилий Qz от подвижного состава

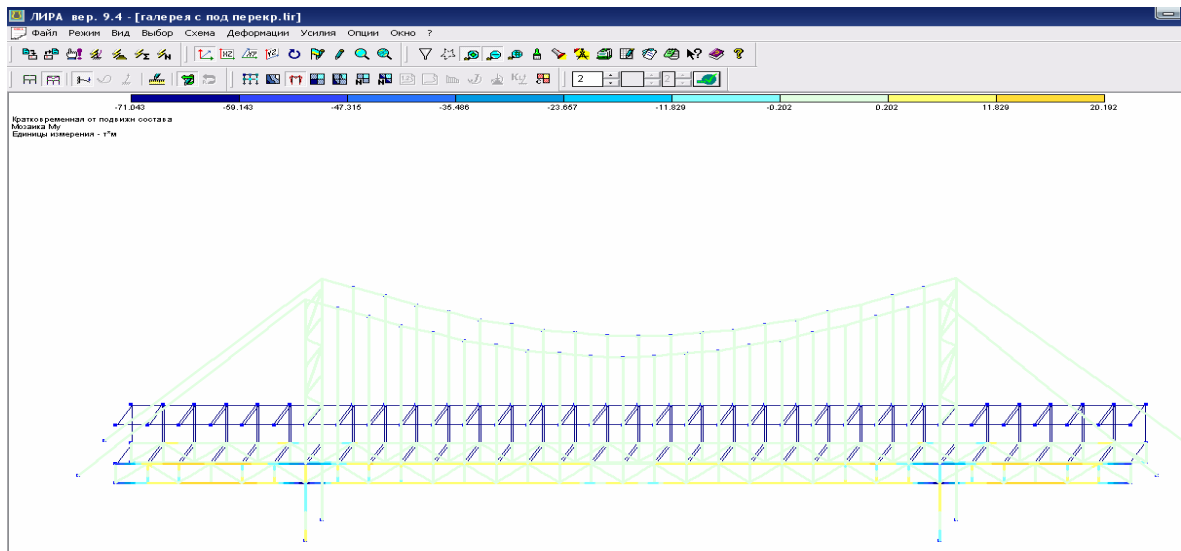


Рис. 4.51. Мозаика усилий M_u от подвижного состава

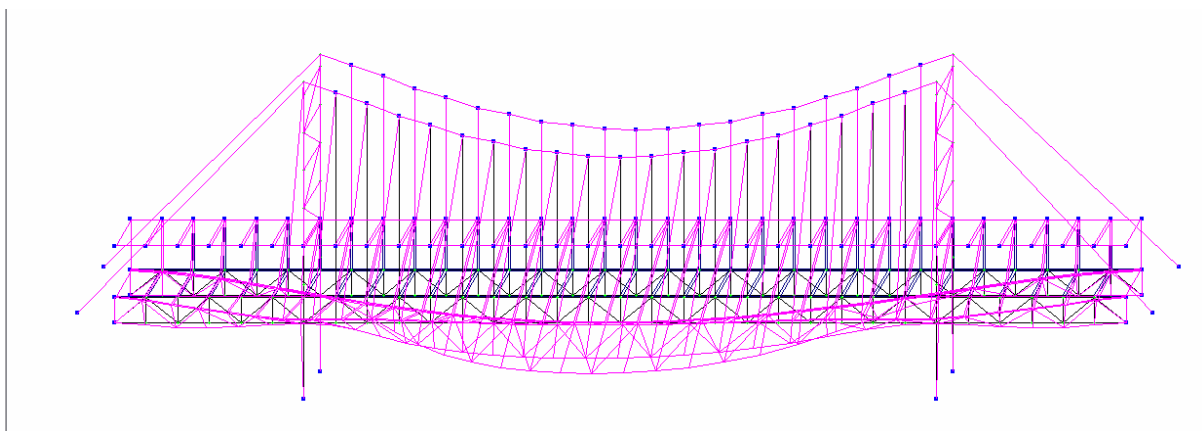


Рис. 4.52. Основная схема и деформация от лавин

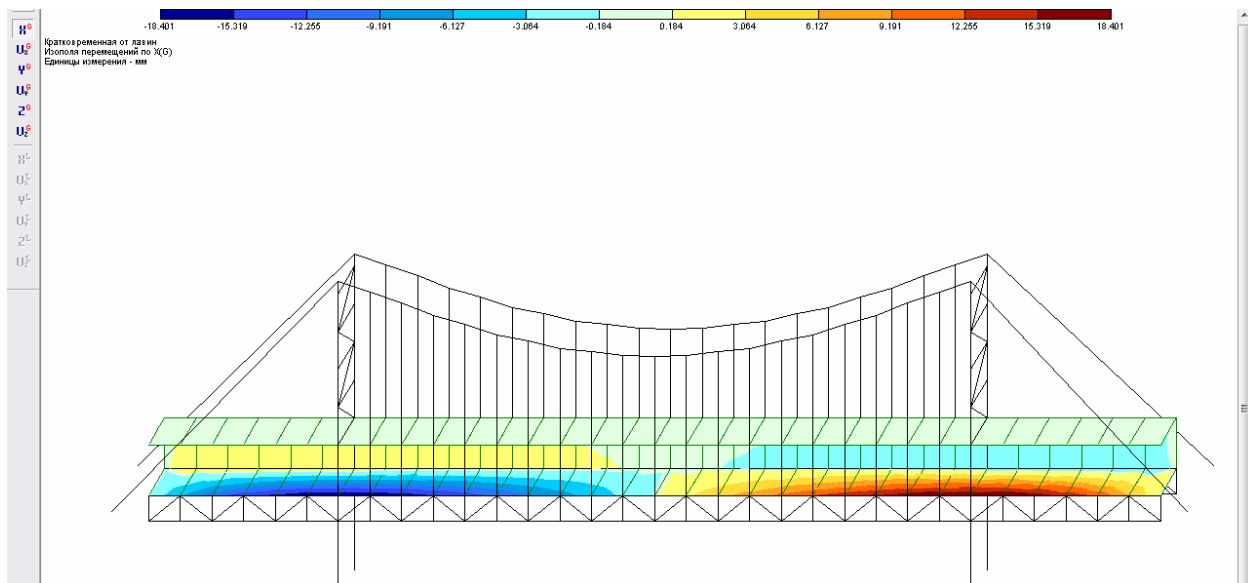


Рис. 4.53. Мозаика перемещений по X от лавин

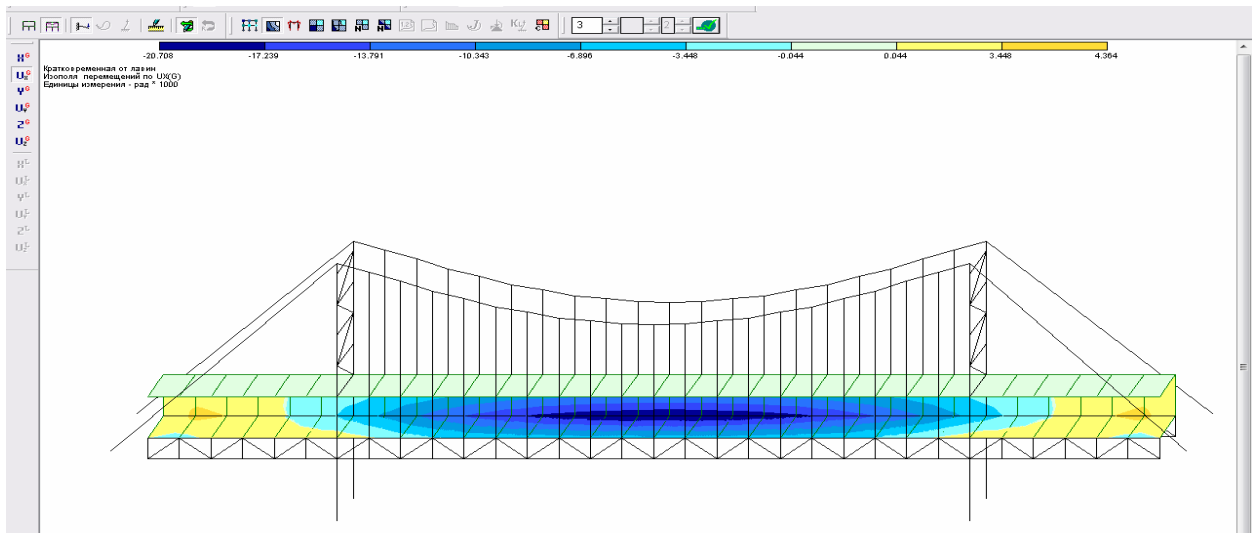


Рис. 4.54. Мозаика перемещений по UX от лавин

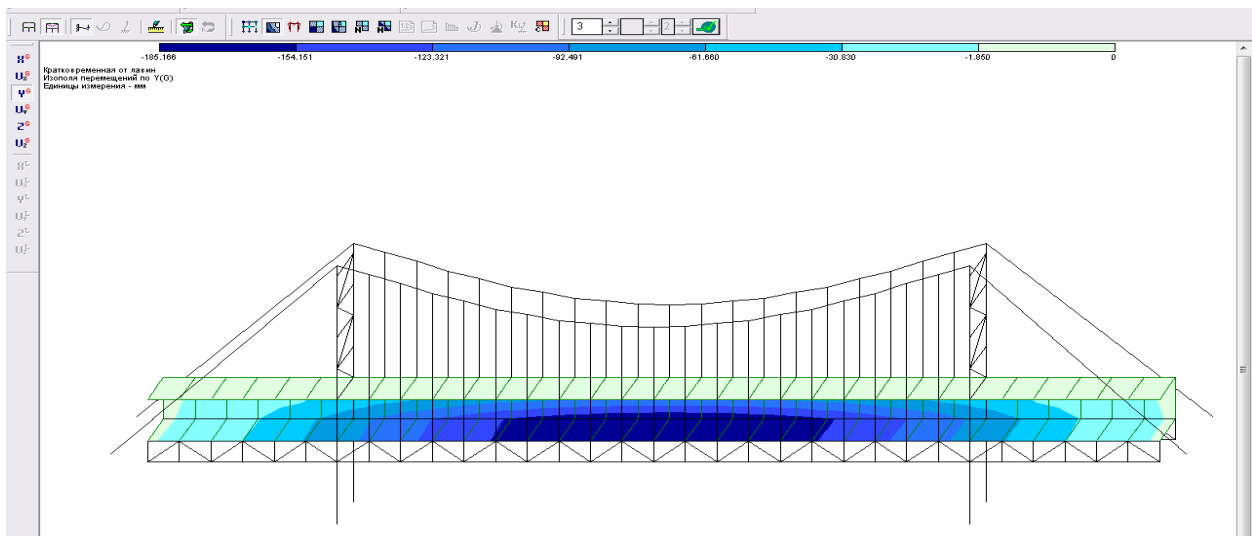


Рис. 4.55. Мозаика перемещений по Y от лавин

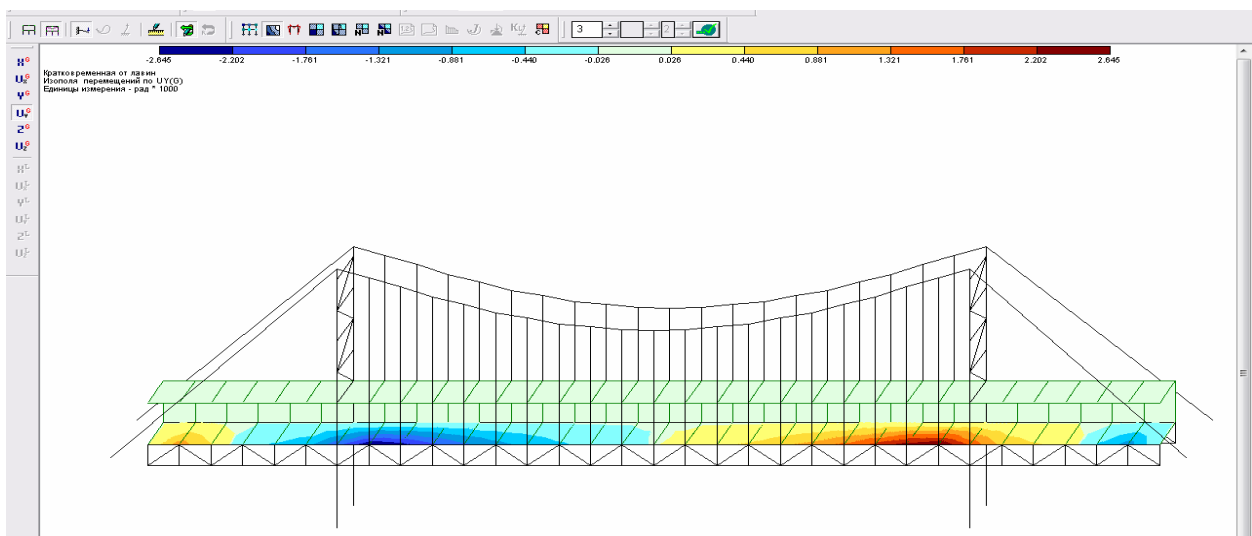


Рис. 4.56. Мозаика перемещений по UY от лавин

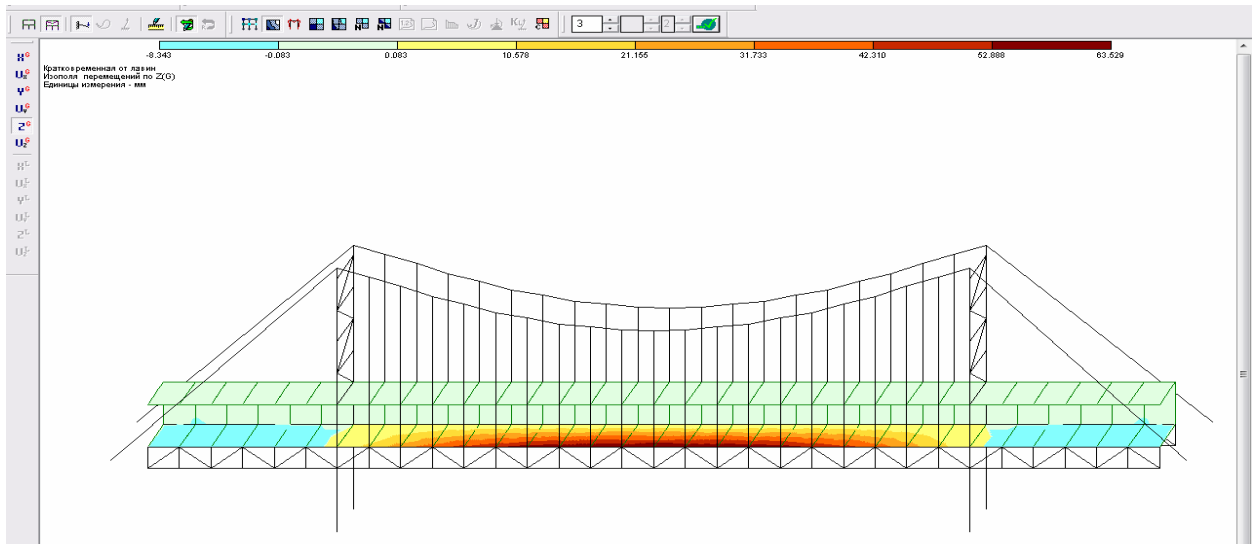


Рис. 4.57. Мозаика перемещений по Z от лавин

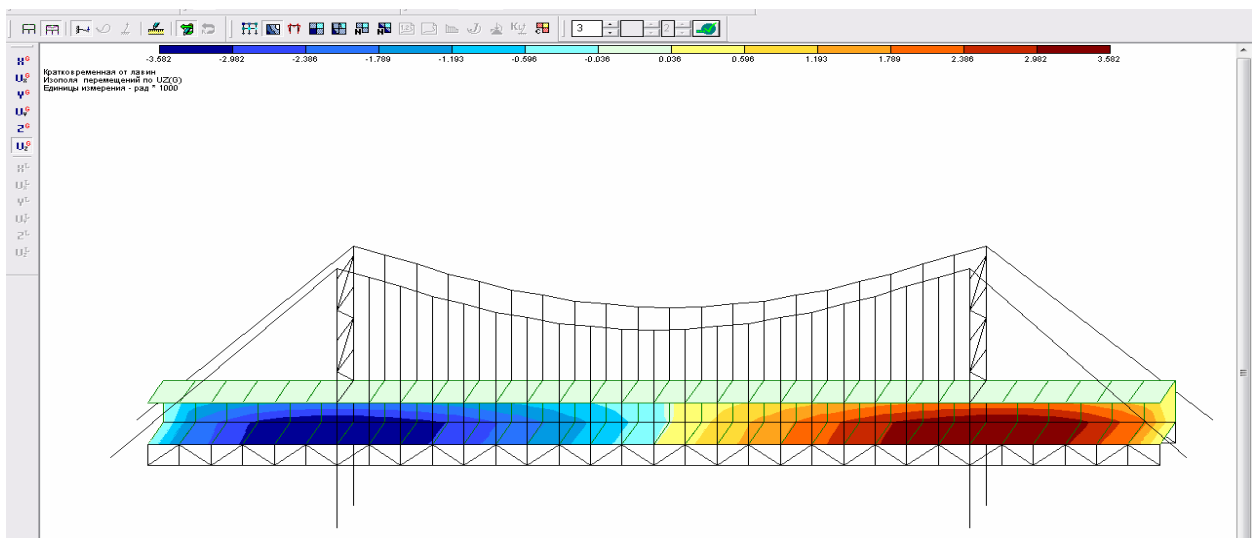


Рис. 4.58. Мозаика перемещений по UZ от лавин

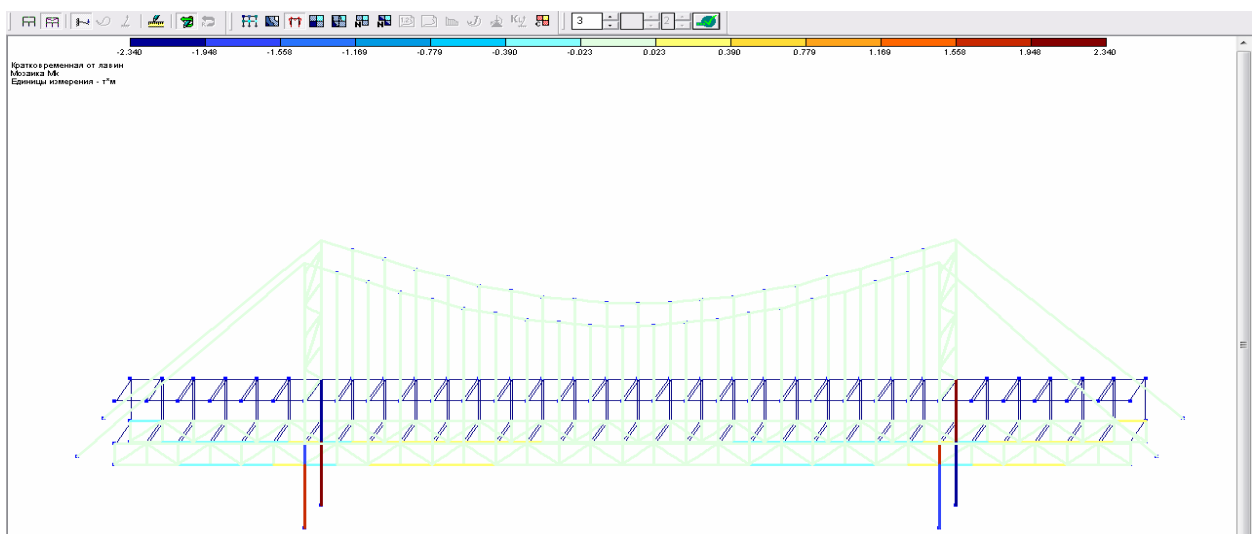


Рис. 4.59. Мозаика усилий Mk от лавин

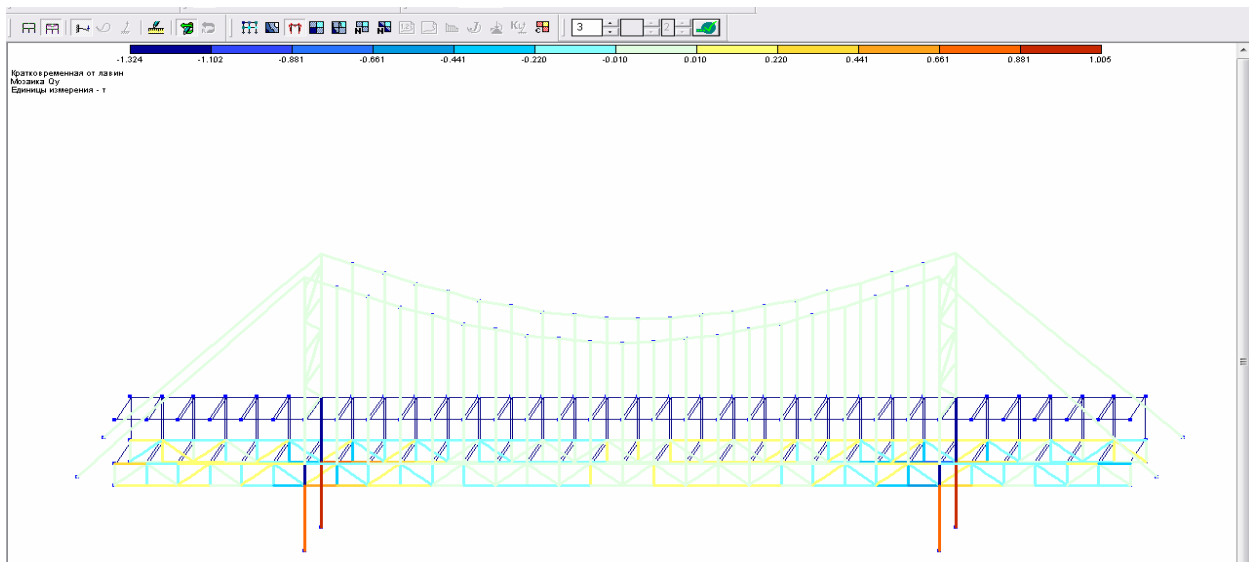


Рис. 4.60. Мозаика усилий Qy от лавин

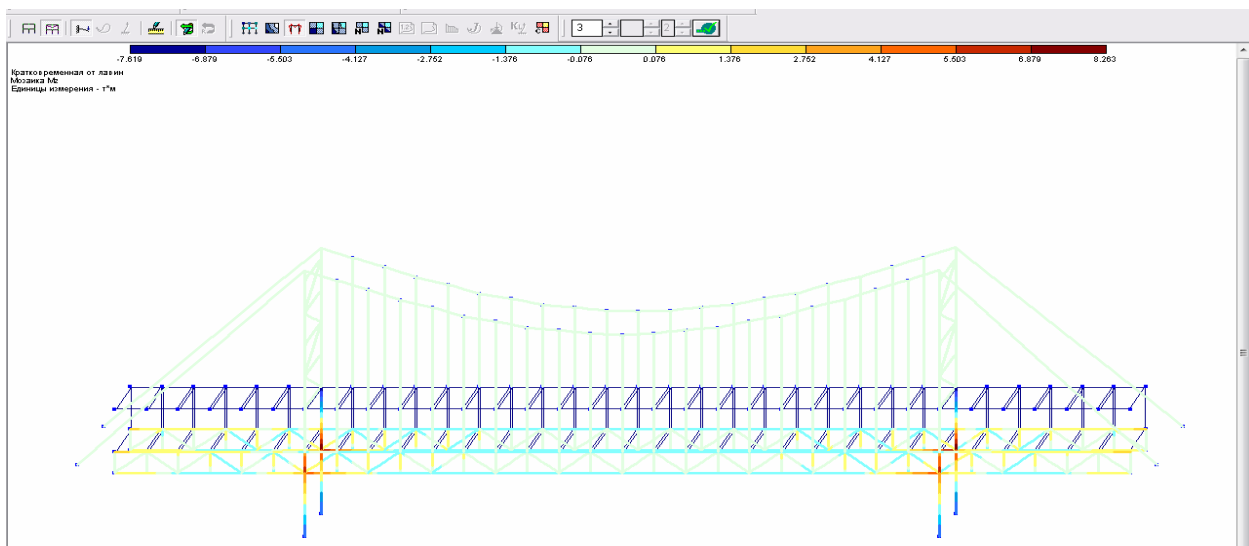


Рис. 4.61. Мозаика усилий Mz от лавин

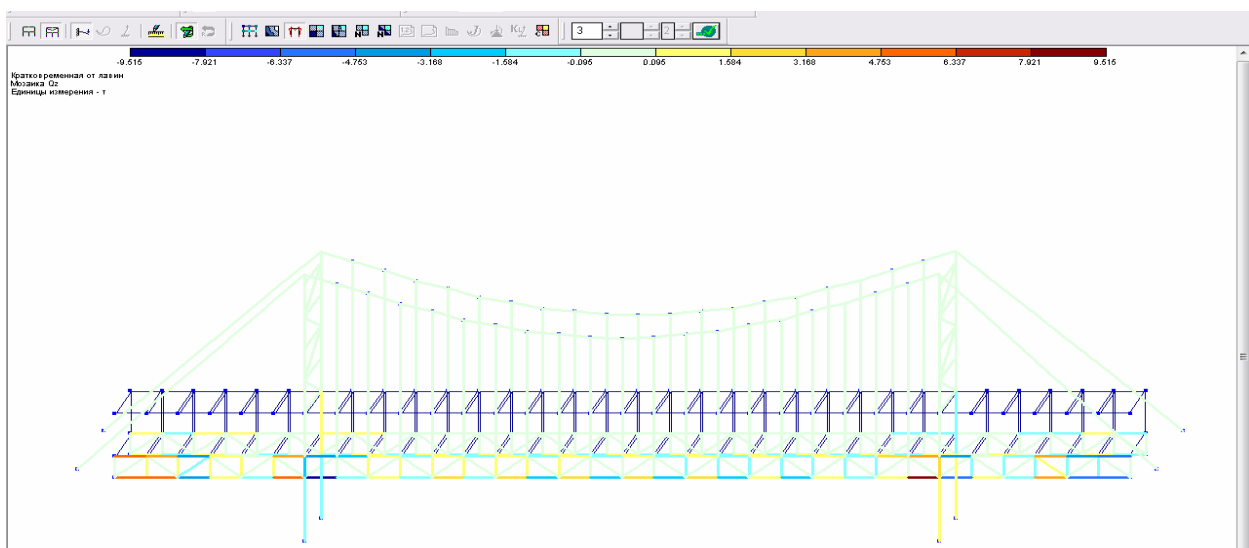


Рис. 4.62. Мозаика усилий Qz от лавин

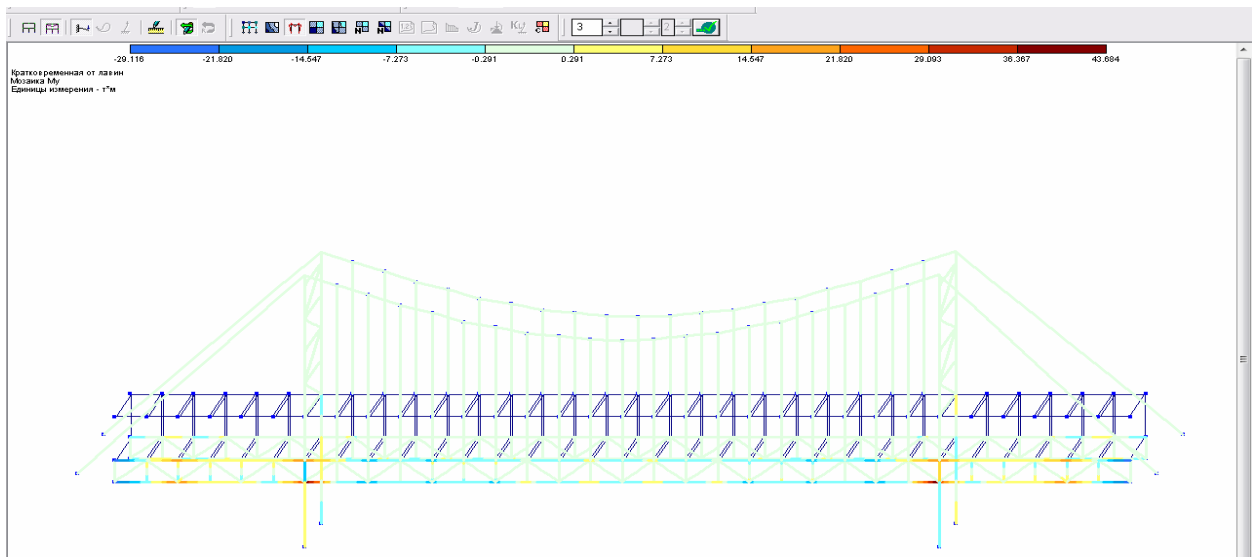


Рис. 4.63. Мозаика усилий M_u от лавин

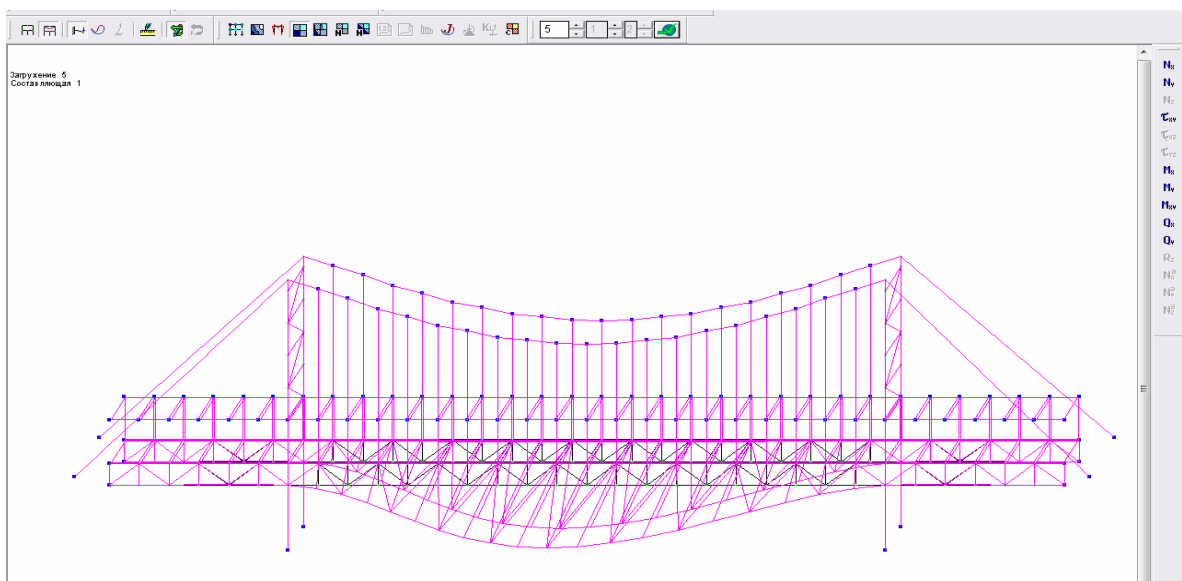


Рис. 4.64. Основная схема и деформация от сейсмических сил 1

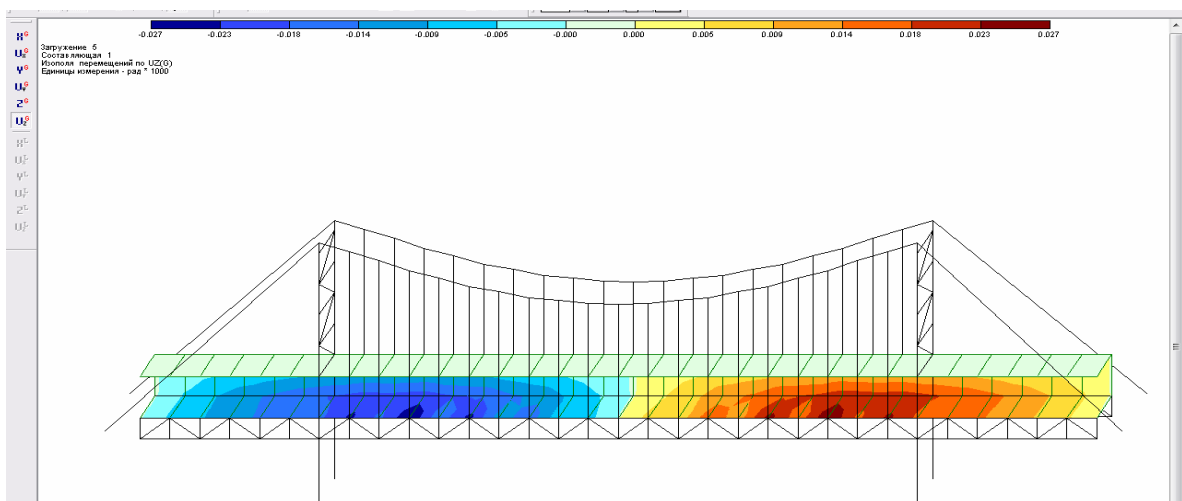


Рис. 4.65. Мозаика перемещений по UZ от сейсмических сил 1

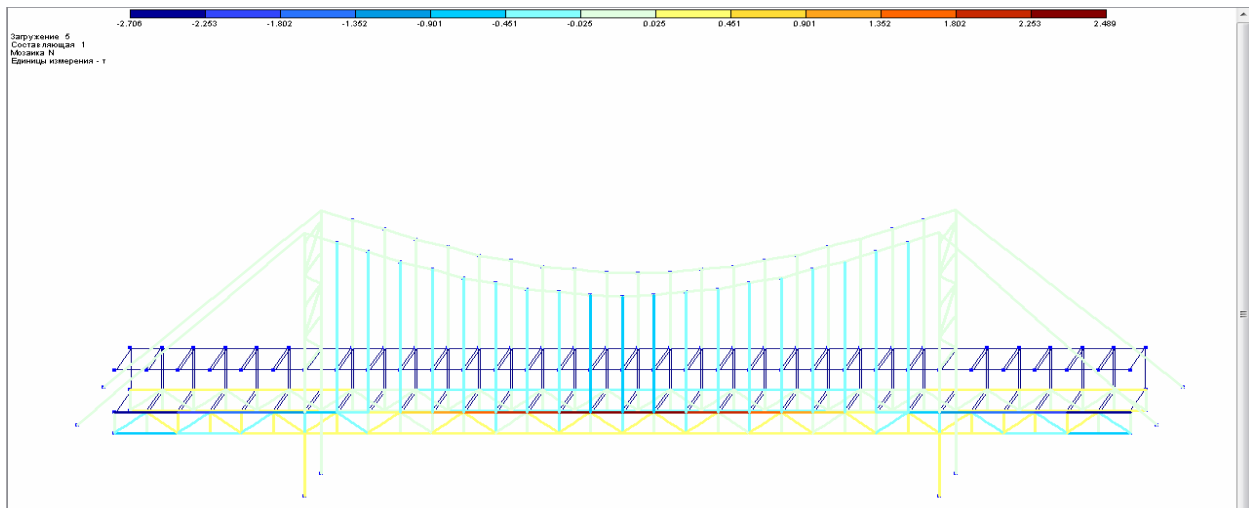


Рис. 4.66. Мозаика усилий N от сейсмических сил 1

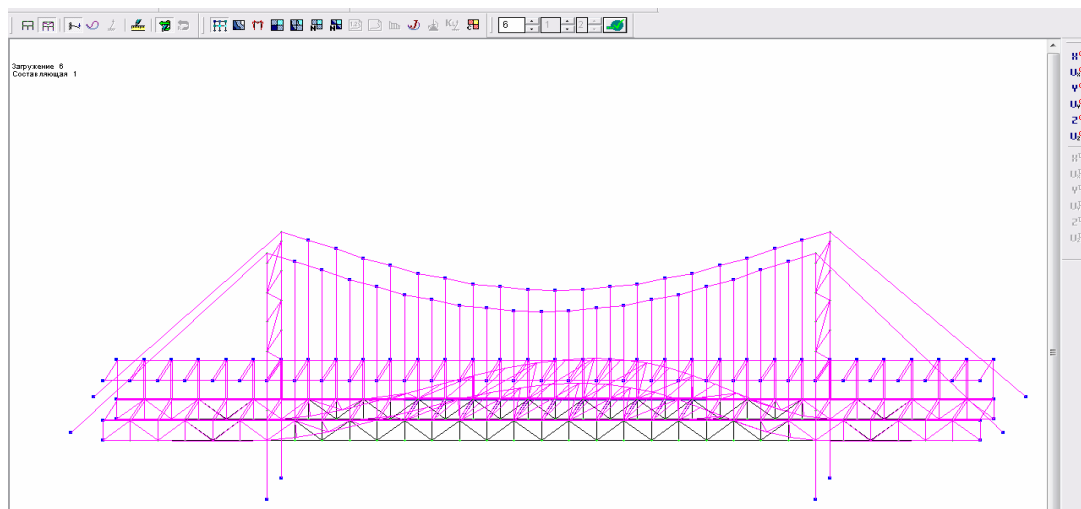


Рис. 4.67. Основная схема и деформация от сейсмических сил 2

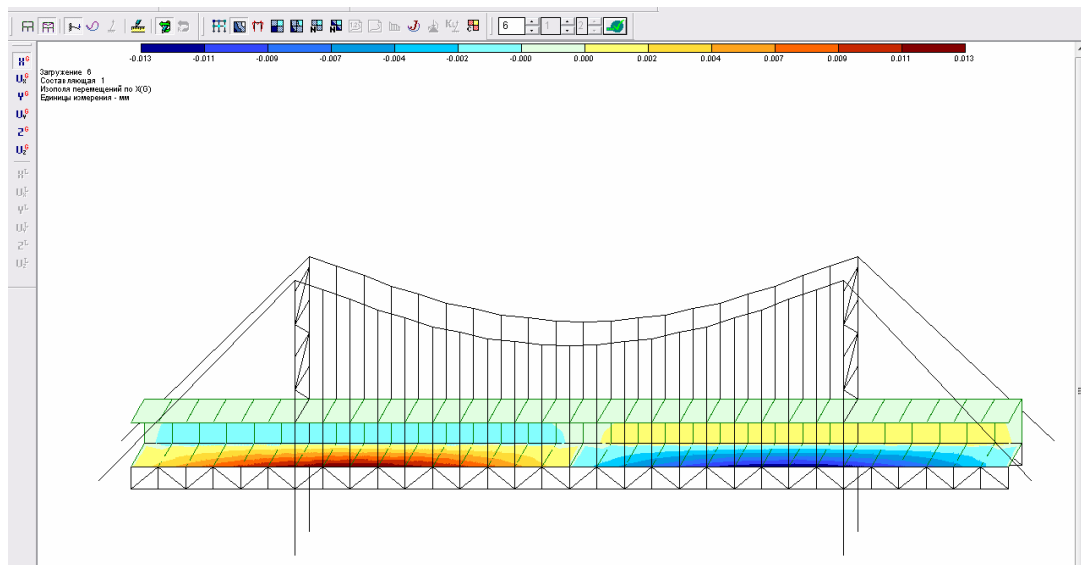


Рис. 4.68. Мозаика перемещений по X от сейсмических сил 2

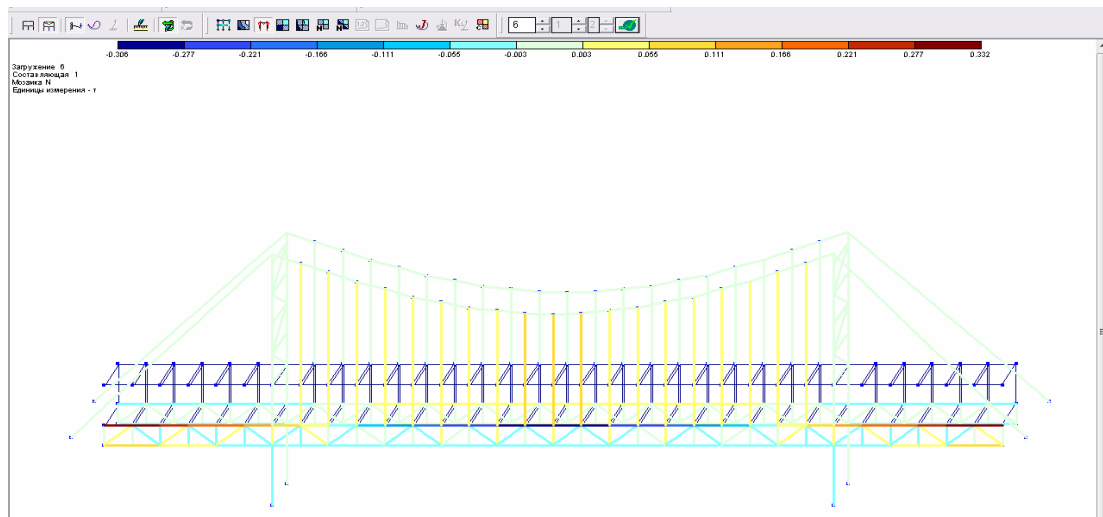


Рис. 4.69. Мозаика усилий N от сейсмических усилий 2

Ниже представлены численные фрагменты узлов и усилий в таблицах 4.9 и 4.10.

Фрагменты узлов

Таблица узлов								
Файл Редактировать Опции								
Таблица узлов								
№ узла	Перемещения						№ загруз	Составл
	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)	UX рад*1000	UY рад*1000	UZ рад*1000		
1	-0.064	0.212	-0.457	-0.003	0.078	0.086	1	-
2	-0.212	2.231	-5.312	-0.851	1.332	0.656	1	-
3	-0.358	6.195	-11.157	-0.436	0.996	0.879	1	-
4	-0.323	10.653	-15.267	0.424	0.641	0.875	1	-
5	-0.286	14.721	-17.738	1.363	0.383	0.735	1	-
6	-0.217	17.969	-19.277	2.132	0.229	0.561	1	-
7	-0.147	20.329	-20.096	2.722	0.116	0.385	1	-
8	-0.100	21.893	-20.524	3.083	0.059	0.246	1	-
9	-0.052	22.839	-20.714	3.308	0.021	0.138	1	-
10	-0.026	23.329	-20.772	3.408	0.007	0.062	1	-
11	0.000	23.479	-20.794	3.445	0.000	0.000	1	-
12	0.026	23.329	-20.772	3.408	-0.007	-0.062	1	-
13	0.052	22.839	-20.714	3.308	-0.021	-0.138	1	-
14	0.100	21.893	-20.524	3.083	-0.059	-0.246	1	-
15	0.147	20.329	-20.096	2.722	-0.116	-0.385	1	-
16	0.217	17.969	-19.277	2.132	-0.229	-0.561	1	-
17	0.286	14.721	-17.738	1.363	-0.383	-0.735	1	-
18	0.323	10.653	-15.267	0.424	-0.641	-0.875	1	-
19	0.358	6.195	-11.157	-0.436	-0.996	-0.879	1	-
20	0.212	2.231	-5.312	-0.851	-1.332	-0.656	1	-
21	0.064	0.212	-0.457	-0.003	-0.078	-0.086	1	-
22	-0.969	3.785	-2.387	-0.508	-0.096	-0.182	1	-
23	-0.038	0.383	-4.267	-0.872	1.059	0.115	1	-
24	-0.137	1.016	-8.392	-0.872	0.583	0.110	1	-
25	-0.031	1.307	-9.864	-0.683	-0.052	-0.002	1	-
26	0.075	1.001	-7.875	-0.377	-0.686	-0.113	1	-
27	0.038	0.358	-3.507	-0.045	-1.006	-0.122	1	-
28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
29	-0.325	0.258	-3.847	0.069	-1.090	-0.084	1	-
30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
31	-0.038	0.358	-3.507	-0.045	1.006	0.122	1	-
32	-0.075	1.001	-7.875	-0.377	0.686	0.113	1	-
33	0.031	1.307	-9.864	-0.683	0.052	0.002	1	-
34	0.137	1.016	-8.392	-0.872	-0.583	-0.110	1	-
35	0.038	0.383	-4.267	-0.872	-1.059	-0.115	1	-
36	0.325	0.258	-3.847	0.069	1.090	0.084	1	-
37	0.532	0.739	-8.358	1.065	0.625	0.112	1	-
38	0.861	2.913	-4.856	0.136	-0.833	0.164	1	-
39	-0.038	0.306	-0.073	-0.005	0.000	0.087	1	-
40	-0.038	2.378	-0.125	-1.239	0.009	0.662	1	-
41	-0.038	6.257	-0.132	-0.633	0.001	0.837	1	-

Таблица 4.10.

Фрагменты усилий

Таблица усилий (стержни)												
Файл Редактировать Опции												
Таблица усилий (стержни)												
№ элем	№ сечен	Усилия								Тип элем	№ загруз	Составл
		N (т)	Mx (т*м)	My (т*м)	Qz (т)	Mz (т*м)	Qy (т)	Ry (т/м)	Rz (т/м)			
1	1	-22.999	0.000	0.077	-0.038	0.051	0.023	0.000	0.000	310	1	-
1	2	-22.928	0.000	-0.074	-0.038	-0.039	0.023	0.000	0.000	310	1	-
2	1	-6.828	0.000	-0.410	0.195	0.010	0.011	0.000	0.000	310	1	-
2	2	-6.757	0.000	0.371	0.195	-0.036	0.011	0.000	0.000	310	1	-
3	1	-2.089	0.000	-0.283	0.141	0.004	0.013	0.000	0.000	310	1	-
3	2	-2.018	0.000	0.281	0.141	-0.047	0.013	0.000	0.000	310	1	-
4	1	0.450	0.000	-0.136	0.068	0.001	0.011	0.000	0.000	310	1	-
4	2	0.522	0.000	0.134	0.068	-0.042	0.011	0.000	0.000	310	1	-
5	1	-0.424	0.000	-0.040	0.020	0.000	0.008	0.000	0.000	310	1	-
5	2	-0.353	0.000	0.041	0.020	-0.032	0.008	0.000	0.000	310	1	-
6	1	0.802	0.000	0.010	-0.006	-0.001	0.004	0.000	0.000	310	1	-
6	2	0.873	0.000	-0.013	-0.006	-0.018	0.004	0.000	0.000	310	1	-
7	1	0.860	0.000	0.034	-0.017	-0.001	0.002	0.000	0.000	310	1	-
7	2	0.931	0.000	-0.034	-0.017	-0.008	0.002	0.000	0.000	310	1	-
8	1	1.094	0.000	0.039	-0.020	-0.001	0.000	0.000	0.000	310	1	-
8	2	1.165	0.000	-0.040	-0.020	-0.001	0.000	0.000	0.000	310	1	-
9	1	1.387	0.000	0.032	-0.016	0.000	-0.001	0.000	0.000	310	1	-
9	2	1.458	0.000	-0.032	-0.016	0.004	-0.001	0.000	0.000	310	1	-
10	1	1.216	0.000	0.018	-0.009	0.000	-0.002	0.000	0.000	310	1	-
10	2	1.287	0.000	-0.018	-0.009	0.006	-0.002	0.000	0.000	310	1	-
11	1	1.583	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.002	0.000	0.000	310	1	-
11	2	1.654	0.000	0.000	0.000	0.007	-0.002	0.000	0.000	310	1	-
12	1	1.216	0.000	-0.018	0.009	0.000	-0.002	0.000	0.000	310	1	-
12	2	1.287	0.000	0.018	0.009	0.006	-0.002	0.000	0.000	310	1	-
13	1	1.387	0.000	-0.032	0.016	0.000	-0.001	0.000	0.000	310	1	-
13	2	1.458	0.000	0.032	0.016	0.004	-0.001	0.000	0.000	310	1	-
14	1	1.094	0.000	-0.039	0.020	-0.001	0.000	0.000	0.000	310	1	-
14	2	1.165	0.000	0.040	0.020	-0.001	0.000	0.000	0.000	310	1	-
15	1	0.860	0.000	-0.034	0.017	-0.001	0.002	0.000	0.000	310	1	-
15	2	0.931	0.000	0.034	0.017	-0.008	0.002	0.000	0.000	310	1	-
16	1	0.802	0.000	-0.010	0.006	-0.001	0.004	0.000	0.000	310	1	-
16	2	0.873	0.000	0.013	0.006	-0.018	0.004	0.000	0.000	310	1	-
17	1	-0.424	0.000	0.040	-0.020	0.000	0.008	0.000	0.000	310	1	-
17	2	-0.353	0.000	-0.041	-0.020	-0.032	0.008	0.000	0.000	310	1	-
18	1	0.450	0.000	0.136	-0.068	0.001	0.011	0.000	0.000	310	1	-
18	2	0.522	0.000	-0.134	-0.068	-0.042	0.011	0.000	0.000	310	1	-
19	1	-2.089	0.000	0.283	-0.141	0.004	0.013	0.000	0.000	310	1	-
19	2	-2.018	0.000	-0.281	-0.141	-0.047	0.013	0.000	0.000	310	1	-
20	1	-6.828	0.000	0.410	-0.195	0.010	0.011	0.000	0.000	310	1	-
20	2	-6.757	0.000	-0.371	-0.195	-0.036	0.011	0.000	0.000	310	1	-
21	1	-22.999	0.000	-0.077	0.038	0.051	0.023	0.000	0.000	310	1	-

4.3. Результаты испытаний лавинозащитной галереи – виадука

Имя задачи: галерея – виадук. Расчет пространственной системы на статические и динамические воздействия с выбором расчетных сочетаний усилий.

Объект: Статический и динамический расчет несущих конструкций галереи – виадук. Расчет выполнен программным комплексом «ЛИРА».

Пояснения к расчету конструкций лавинозащитной галереи – виадук.

- Размеры строения в плане 160х6 м;
- Сейсмичность площадки строительства – 9 баллов;
- Категория грунта по сейсмическим свойствам –II ($R = \text{кг/см}^2$);
- Фундаменты под стойки – железобетонные столбчатые.

Нагрузки разбиты на 6 загрузений:

- 1 – постоянная- собственный вес сооружения;
- 2 – кратковременная от подвижного состава;
- 3 – кратковременная от лавин;
- 4 – сейсмическая в направлении «X»;
- 5 – сейсмическая в направлении «У»;
- 6 – сейсмическая в направлении «Z»;

Расчет системы выполнен по программе Lira версии 9.4 с использованием пространственной расчетной схемы нагрузки собственный вес конструкций, снеговая нагрузка, нагрузки от подвижного состава, от лавин, камнепадов, сейсмическая нагрузка. В распечатках и электронной версии результатов приведены расчетная схема, ее отдельные компоненты и результаты проверки сечений элементов по предельным состояниям.

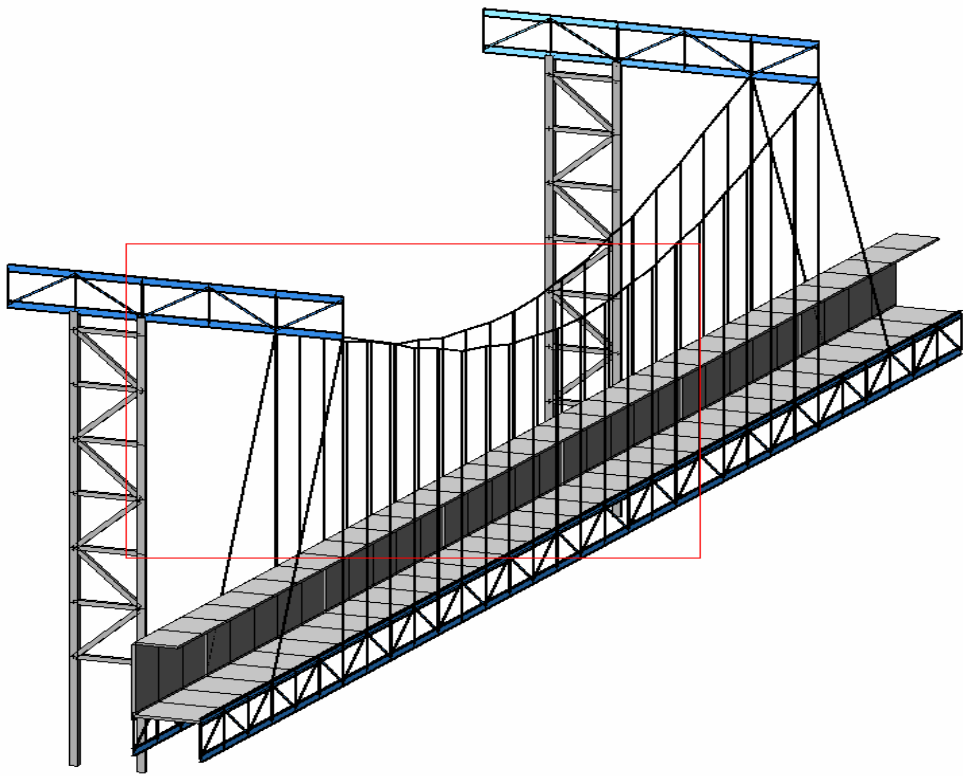
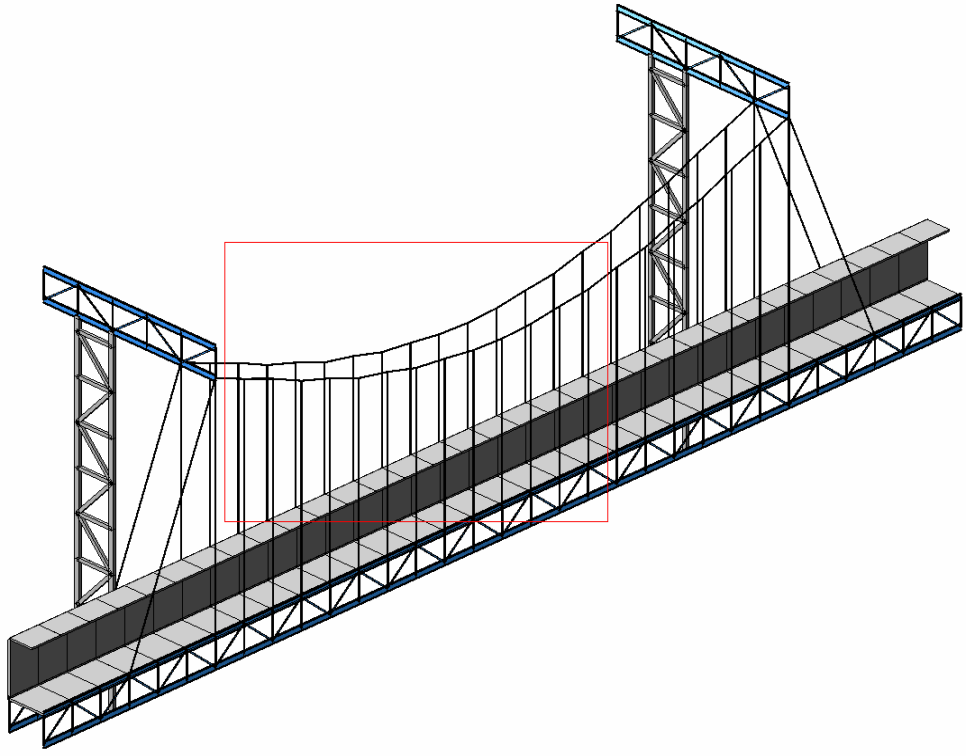


Рис. 4.70. Общий вид расчетного блока

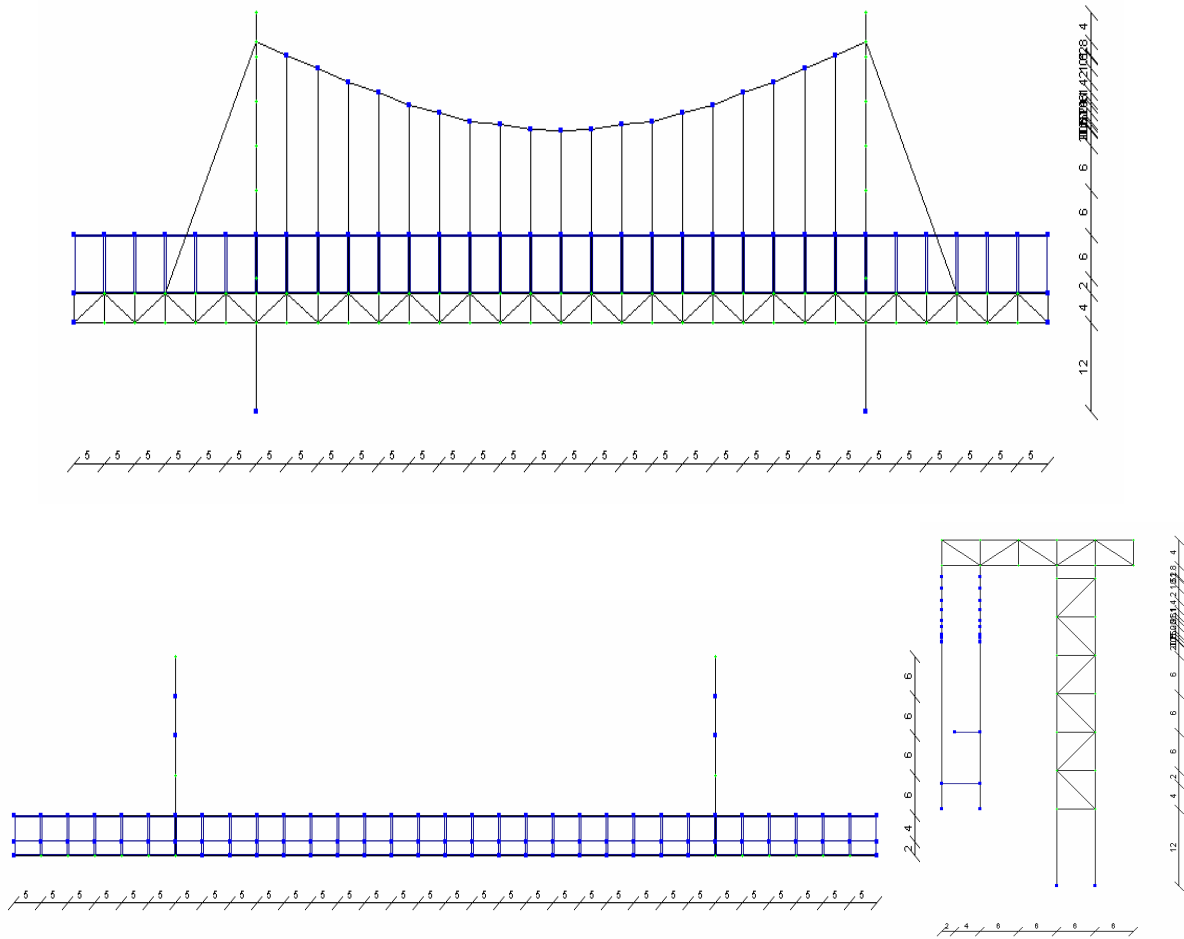


Рис. 4.71. Конечно элементная модель каркаса

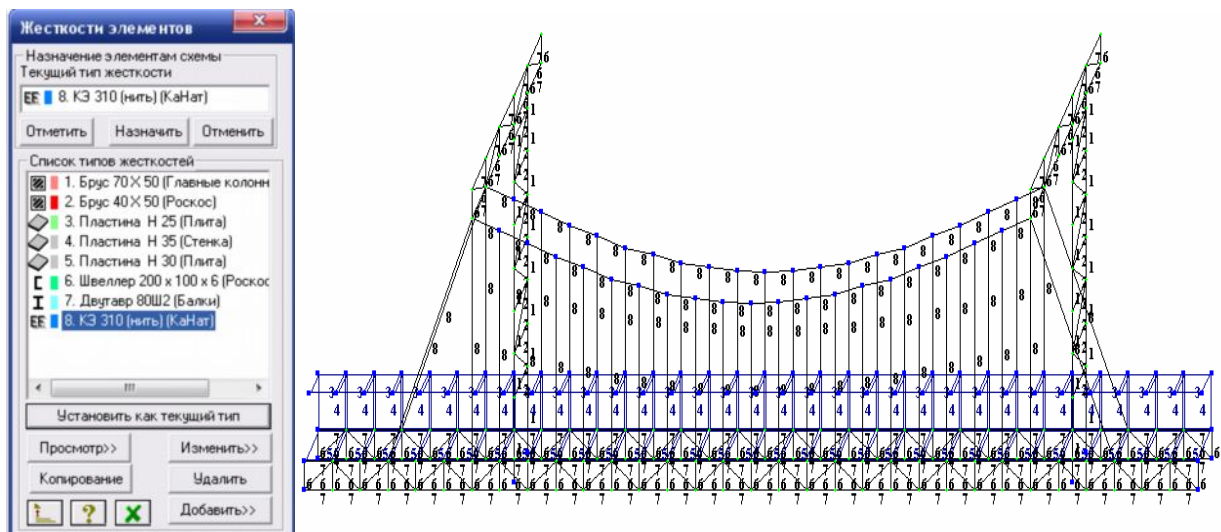


Рис. 4.72. Назначенные типы жесткостей

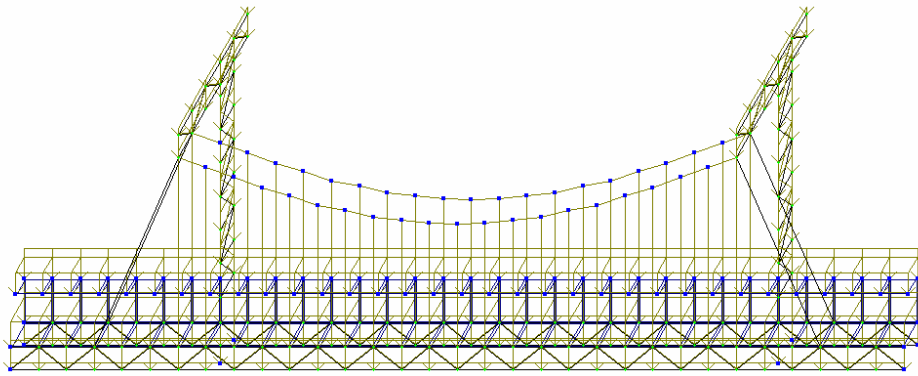


Рис. 4.73. Нагрузка от собственного веса конструкций

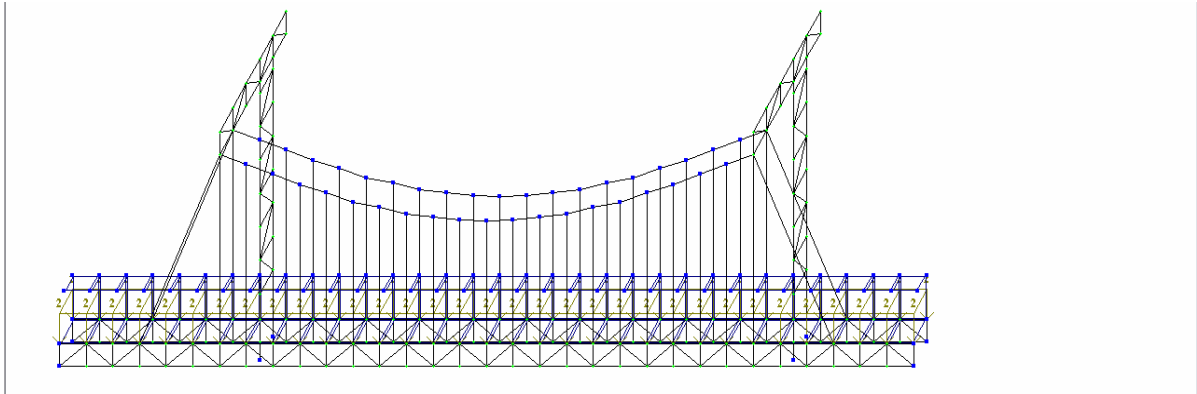


Рис. 4.74. Кратковременная нагрузка от подвижного состава

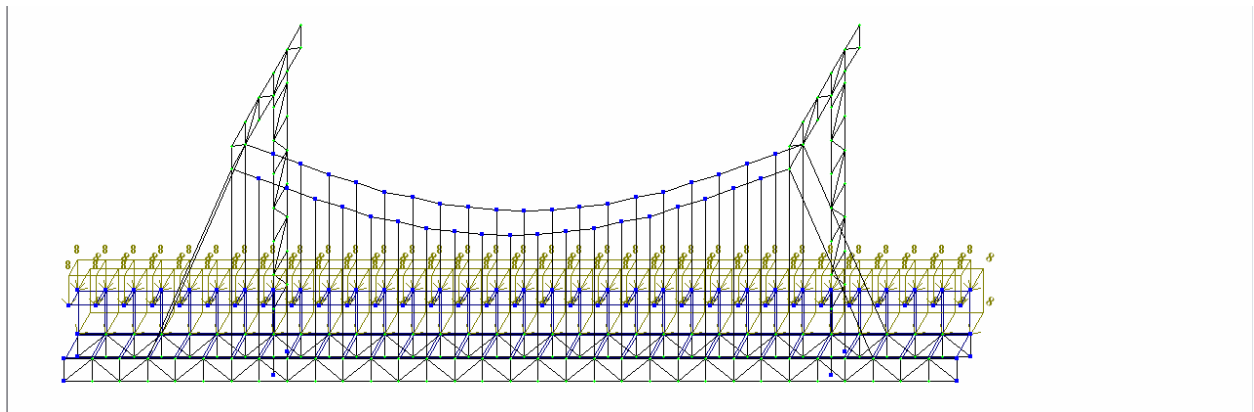


Рис. 4.75. Кратковременная нагрузка от лавин

Нагрузки для расчета на сейсмические воздействия приняты в соответствии со следующими таблицами:

Таблица 4.11

Таблица сейсмических нагрузок

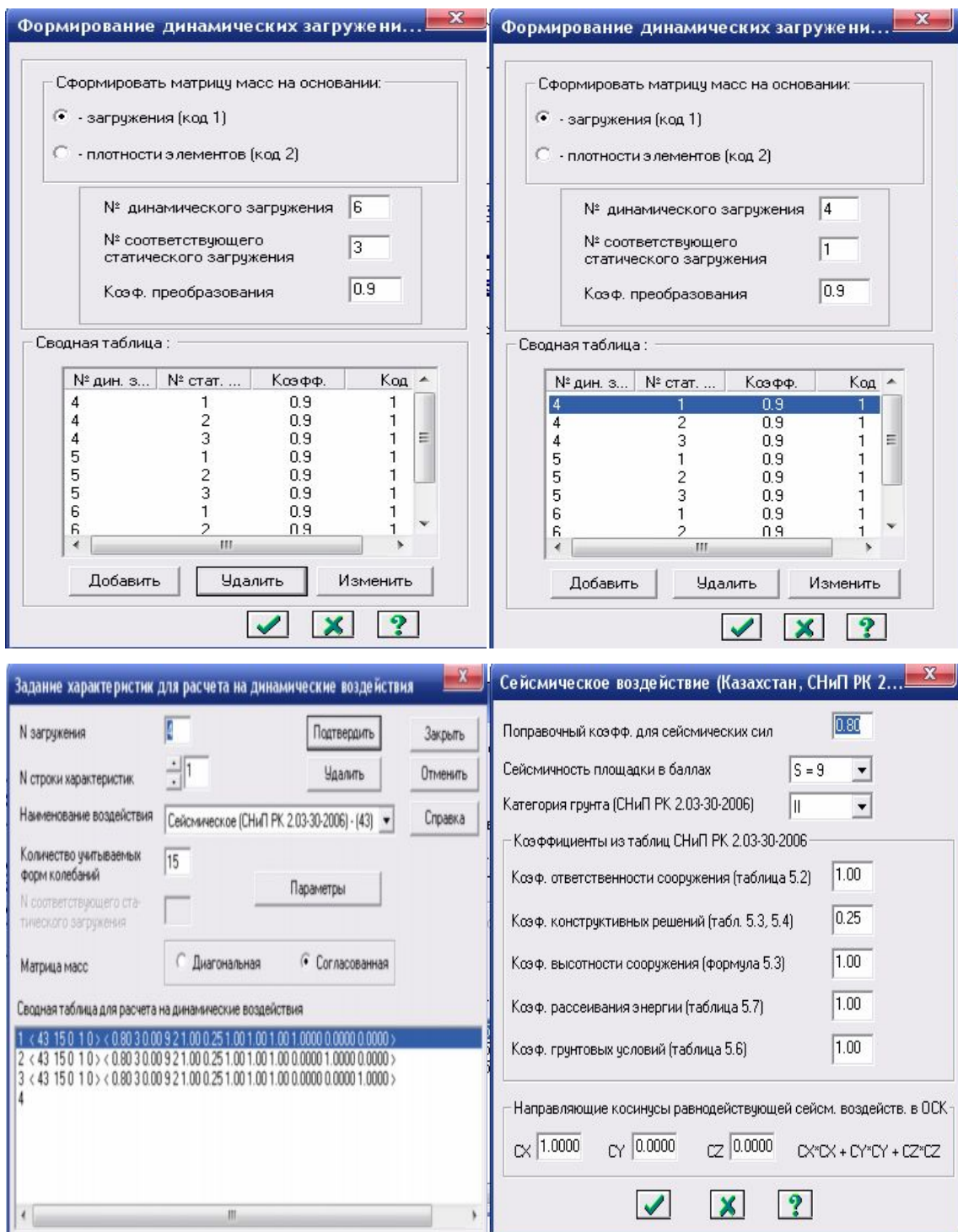


Таблица 4.12

Частоты собственных колебаний

Частоты собственных колебаний								
Файл Редактировать Опции								
Частоты собственных колебаний								
№ загруз	№ формы	Собст. значения	Частоты		Период (с)	Коеф. распред.	Мод. масса (%)	Сумма мод. масс (%)
			Круг. частота (рад/с)	Частота (Гц)				
4	1	0.783	1.277	0.203	4.919	4.586	6.674	6.674
4	2	0.783	1.277	0.203	4.919	0.000	0.000	6.674
4	3	0.431	2.322	0.370	2.706	0.335	0.036	6.710
4	4	0.431	2.322	0.370	2.706	0.000	0.000	6.710
4	5	0.308	3.250	0.517	1.933	-1.825	1.057	7.766
4	6	0.308	3.250	0.517	1.933	-0.004	0.000	7.766
4	7	0.198	5.045	0.803	1.245	0.000	0.000	7.766
4	8	0.196	5.091	0.810	1.234	0.000	0.000	7.766
4	9	0.194	5.166	0.822	1.216	0.001	0.000	7.766
4	10	0.194	5.167	0.822	1.216	0.000	0.000	7.766
4	11	0.192	5.206	0.829	1.207	0.005	0.000	7.766
4	12	0.191	5.223	0.831	1.203	0.002	0.000	7.766
4	13	0.181	5.536	0.881	1.135	0.000	0.000	7.766
4	14	0.180	5.547	0.883	1.133	0.000	0.000	7.766
4	15	0.162	6.160	0.980	1.020	0.001	0.000	7.766
5	1	0.783	1.277	0.203	4.919	0.000	0.000	0.000
5	2	0.783	1.277	0.203	4.919	-0.002	0.000	0.000
5	3	0.431	2.322	0.370	2.706	0.000	0.000	0.000
5	4	0.431	2.322	0.370	2.706	-0.001	0.000	0.000
5	5	0.308	3.250	0.517	1.933	0.000	0.000	0.000
5	6	0.308	3.250	0.517	1.933	-0.002	0.000	0.000
5	7	0.198	5.045	0.803	1.245	3.282	3.372	3.372
5	8	0.196	5.091	0.810	1.234	-0.094	0.003	3.375
5	9	0.194	5.166	0.822	1.216	0.007	0.000	3.375
5	10	0.194	5.167	0.822	1.216	5.172	8.372	11.747
5	11	0.192	5.206	0.829	1.207	0.000	0.000	11.747
5	12	0.191	5.223	0.831	1.203	0.000	0.000	11.747
5	13	0.181	5.536	0.881	1.135	0.889	0.247	11.994
5	14	0.180	5.547	0.883	1.133	0.404	0.051	12.045
5	15	0.162	6.160	0.980	1.020	0.000	0.000	12.045
6	1	0.783	1.277	0.203	4.919	0.000	0.000	0.000
6	2	0.783	1.277	0.203	4.919	0.001	0.000	0.000
6	3	0.431	2.322	0.370	2.706	0.000	0.000	0.000
6	4	0.431	2.322	0.370	2.706	-0.002	0.000	0.000
6	5	0.308	3.250	0.517	1.933	0.000	0.000	0.000
6	6	0.308	3.250	0.517	1.933	0.002	0.000	0.000
6	7	0.198	5.045	0.803	1.245	-0.486	0.075	0.075
6	8	0.196	5.091	0.810	1.234	-0.020	0.000	0.075
6	9	0.194	5.166	0.822	1.216	0.000	0.000	0.075
6	10	0.194	5.167	0.822	1.216	0.073	0.002	0.077
6	11	0.192	5.206	0.829	1.207	0.000	0.000	0.077

Таблица 4.13

Коэффициенты РСУ

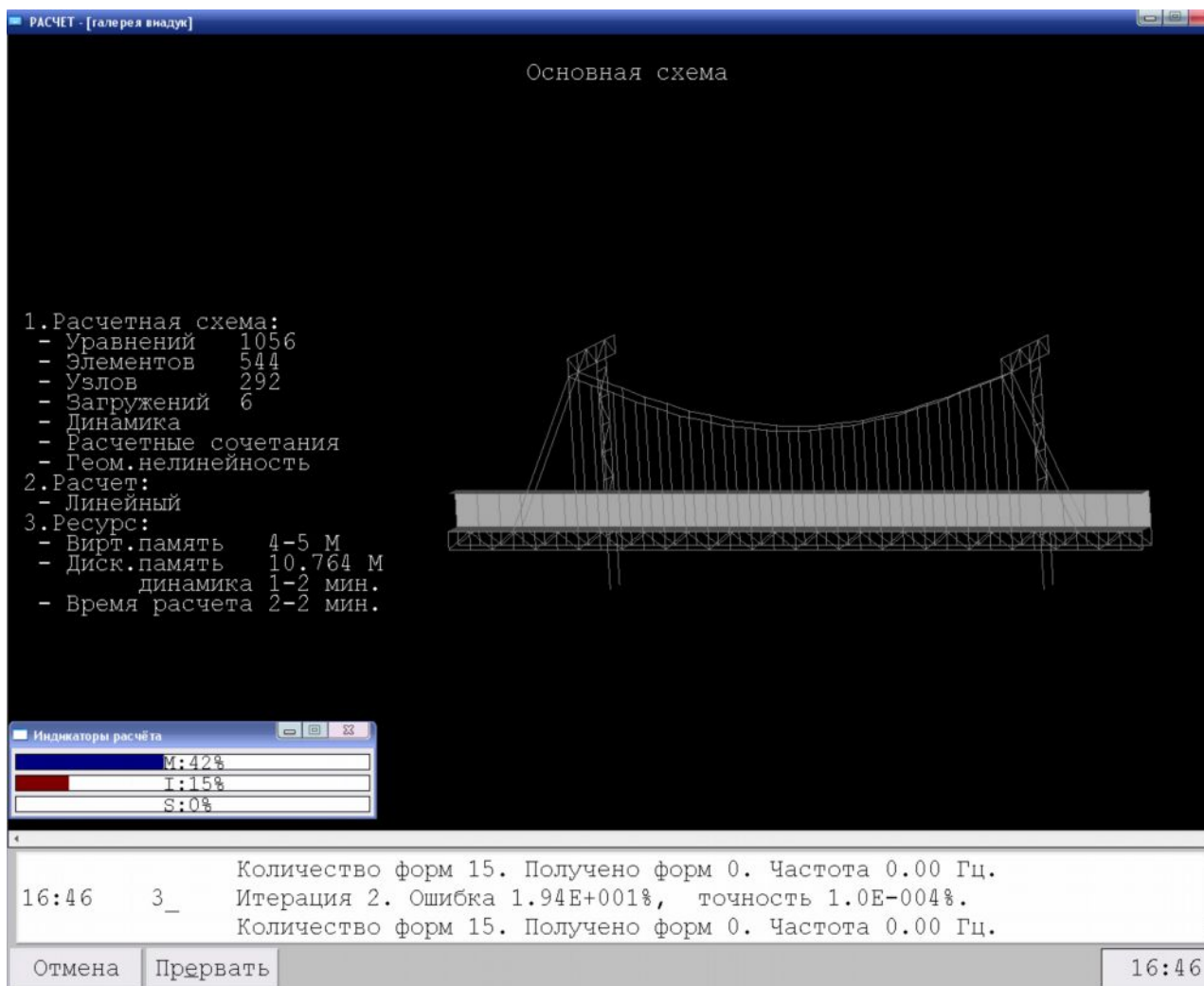
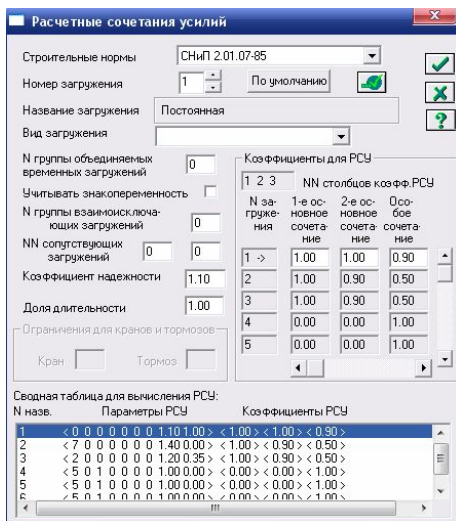


Рис. 4.76. Расчетная схема сооружения

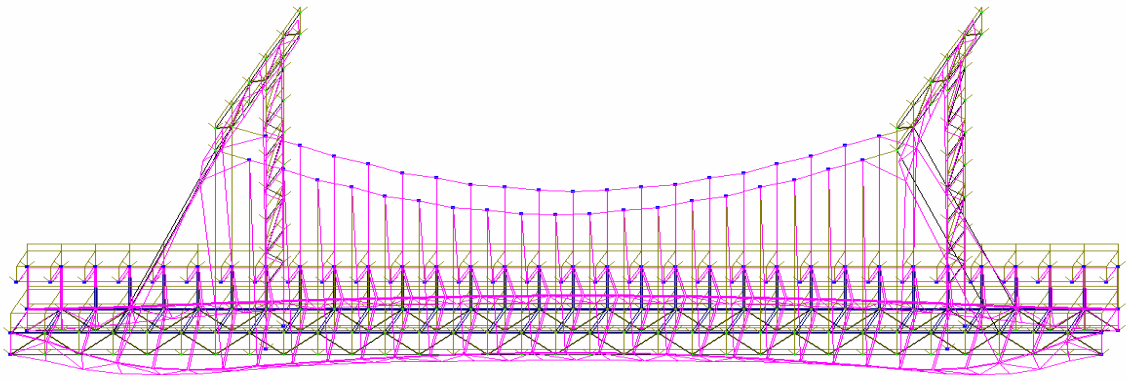


Рис. 4.77. Основная схема и деформация от собственного веса



Рис. 4.78. Мозаика перемещений от собственного веса

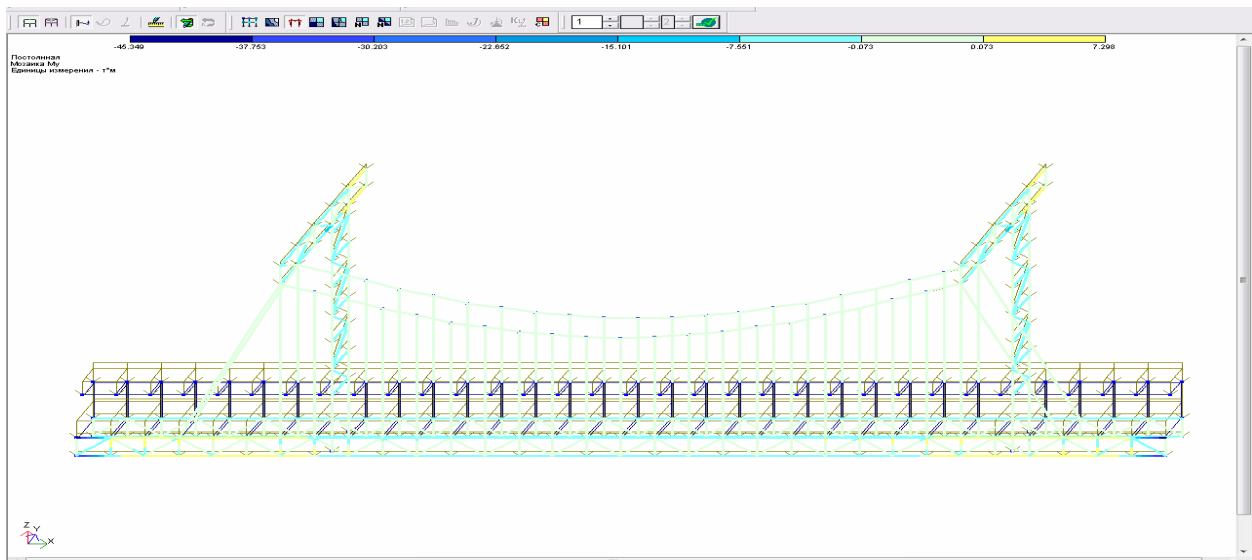


Рис. 4.79. Мозаика усилий от собственного веса

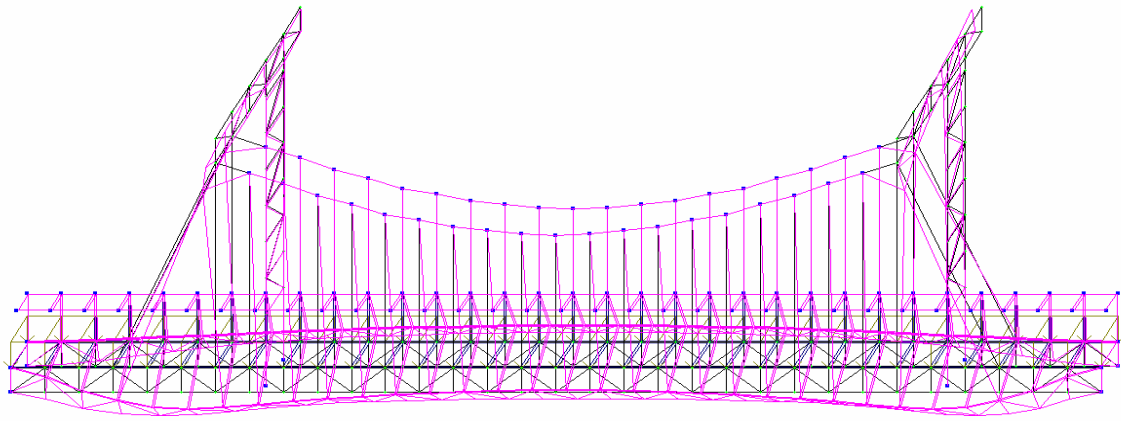


Рис. 4.80. Основная схема и деформация от подвижного состава

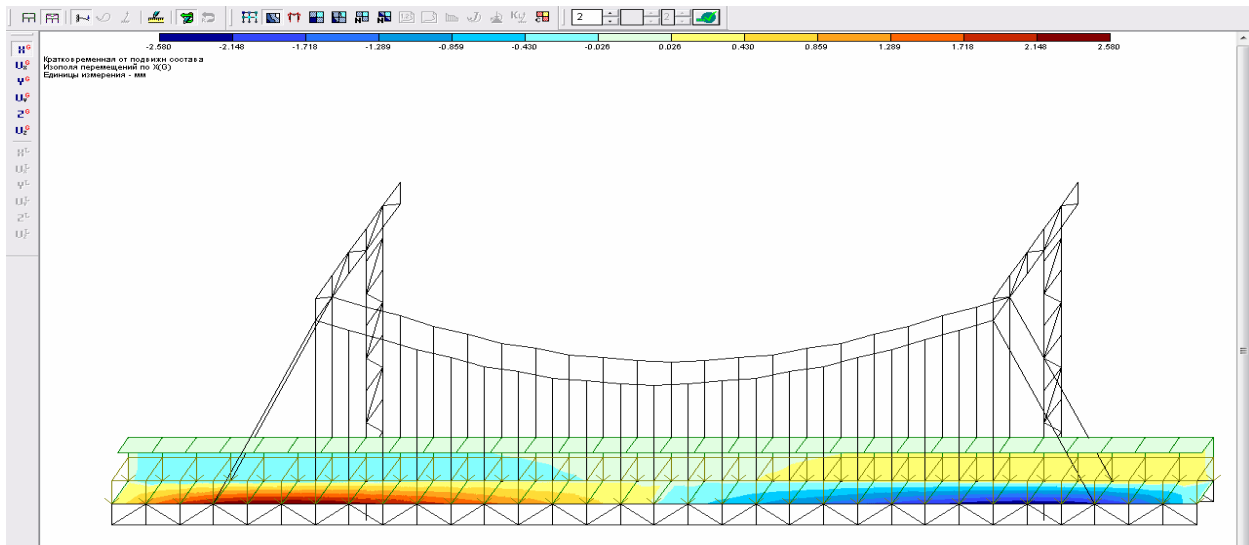


Рис. 4. 81. Мозаика перемещений по X от подвижного состава

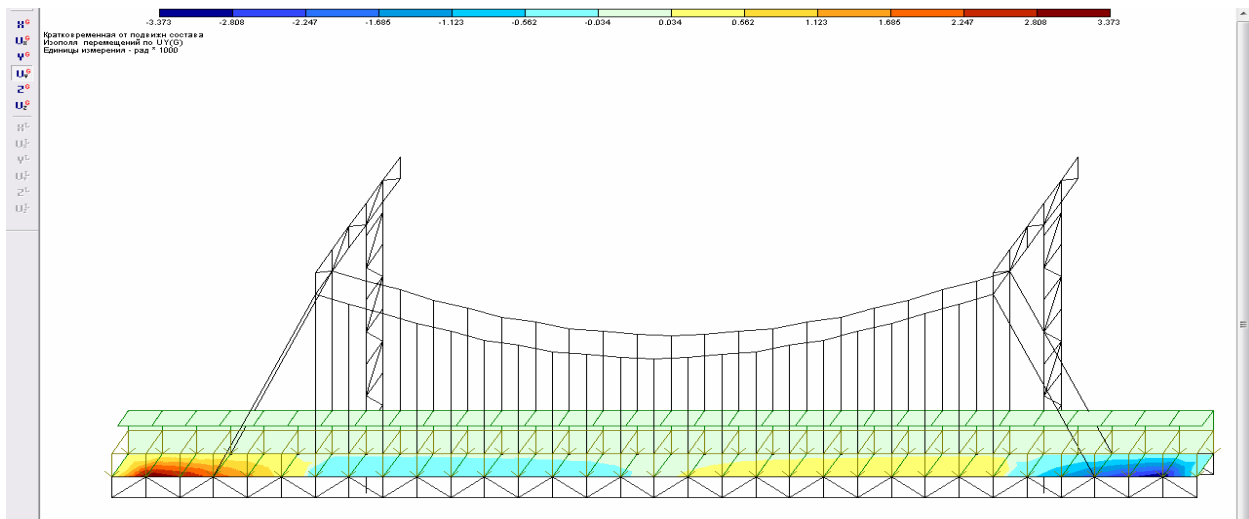


Рис. 4.82. Мозаика перемещений по UY от подвижного состава

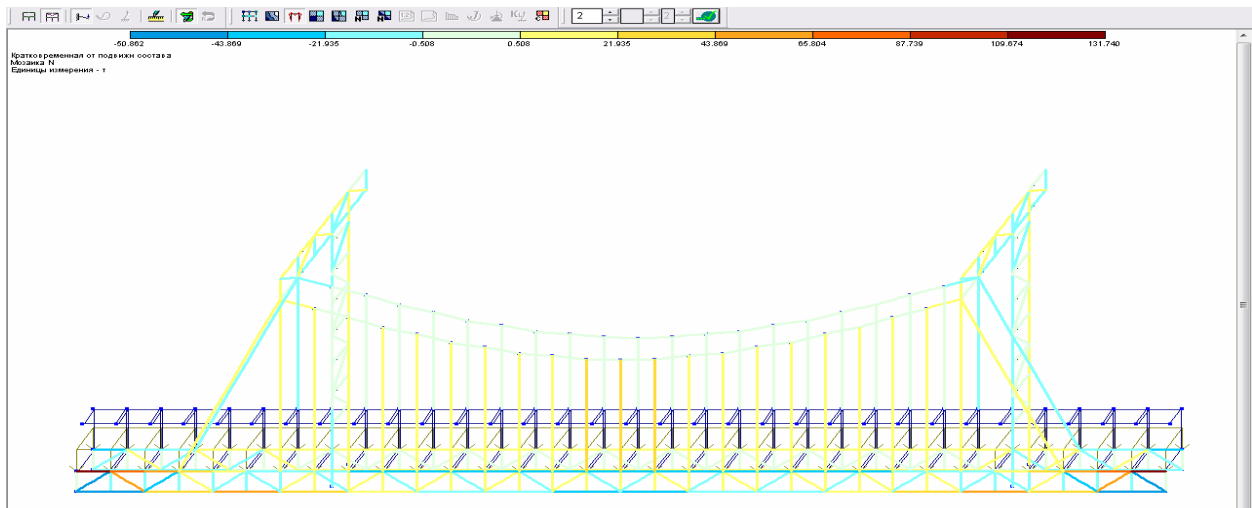


Рис. 4.83. Мозаика усилий N от подвижного состава

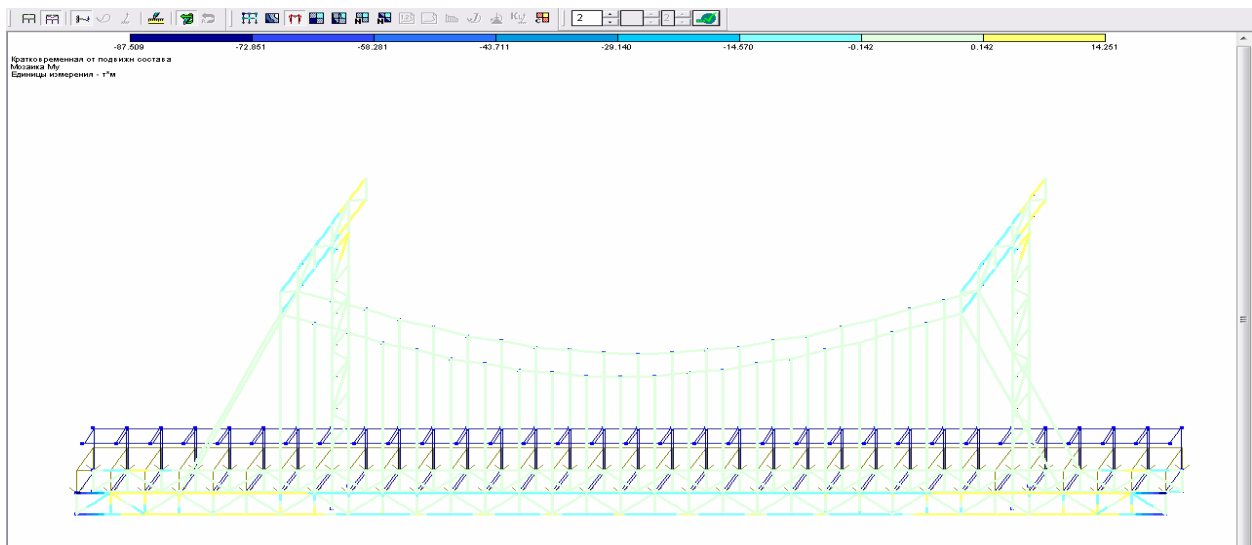


Рис. 4.84. Мозаика усилий Mu от подвижного состава

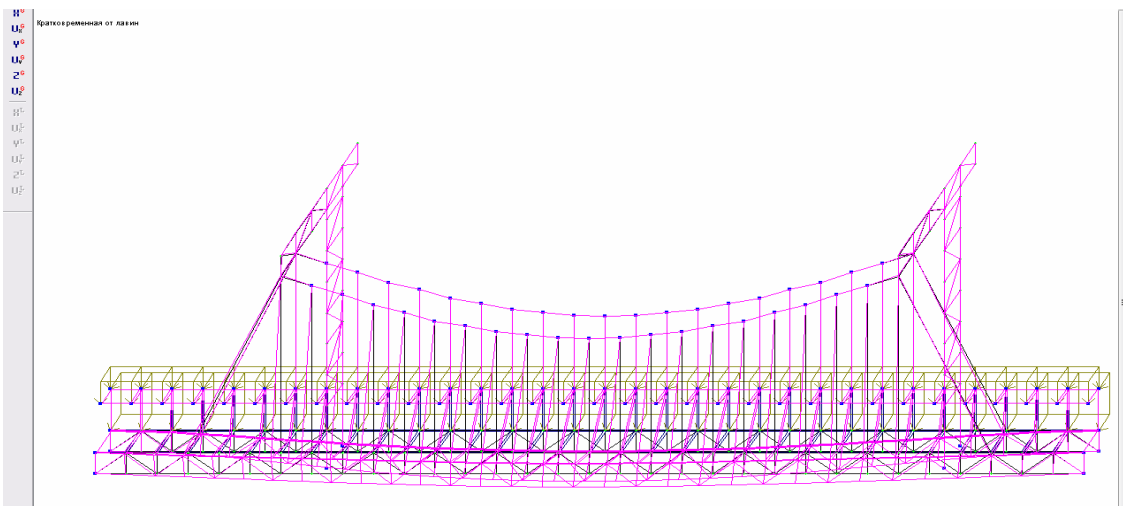


Рис.4.85. Основная

схема и деформация от лавин

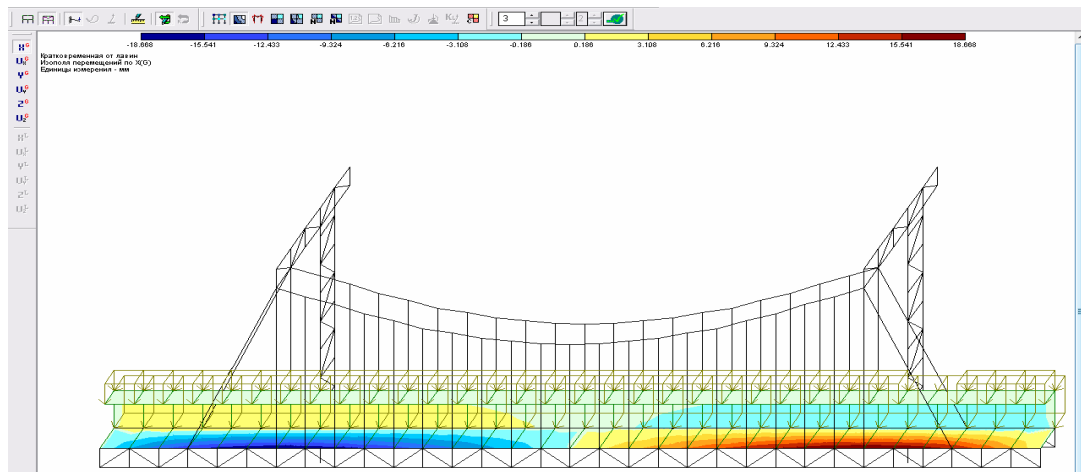


Рис. 4.86. Мозаика перемещений по X от лавин

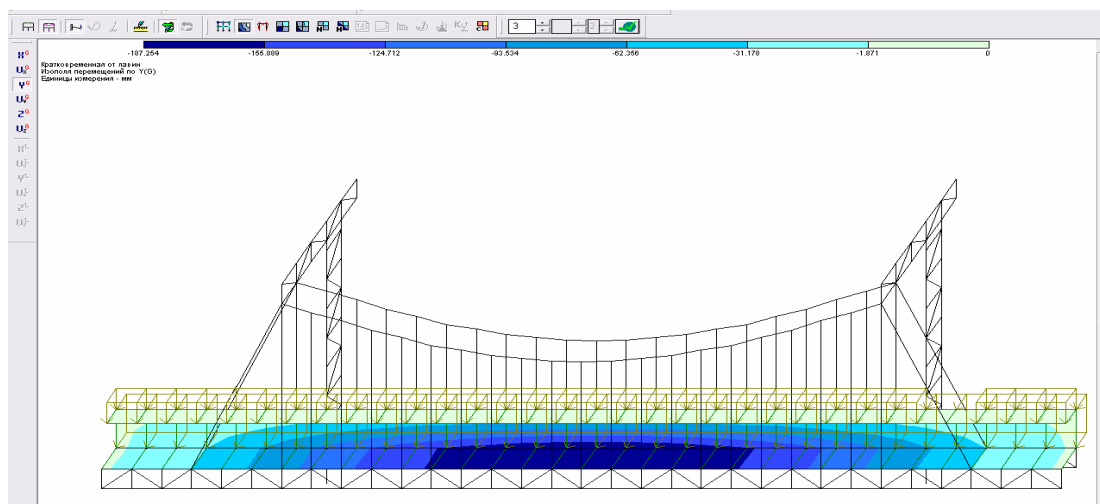


Рис. 4.87. Мозаика перемещений по Y от лавин

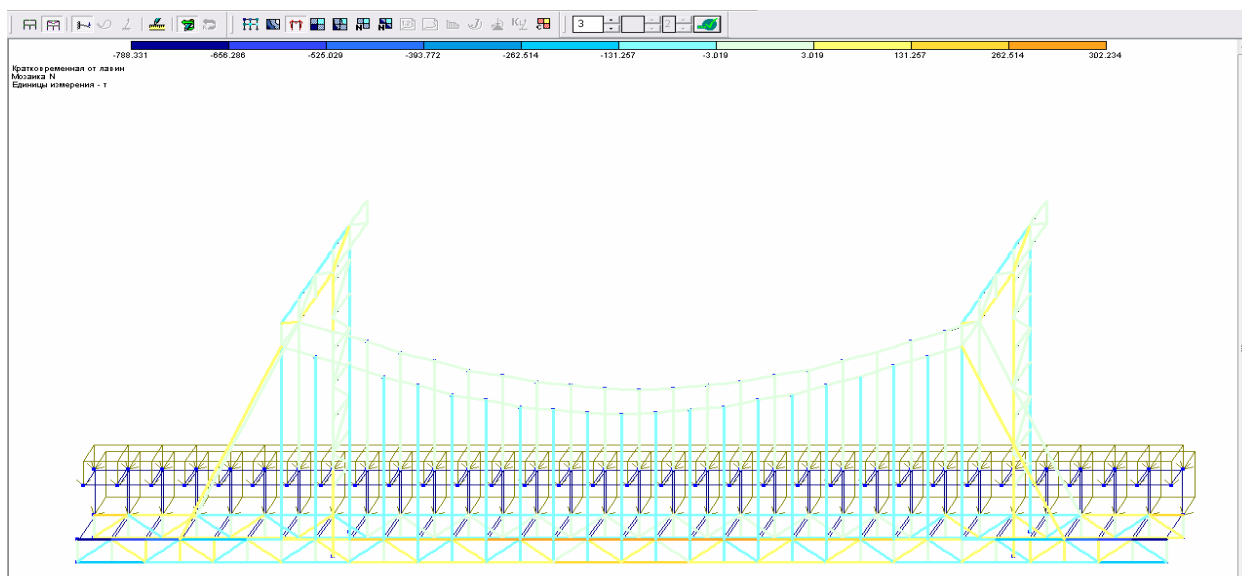


Рис. 4.88. Мозаика усилий N от лавин

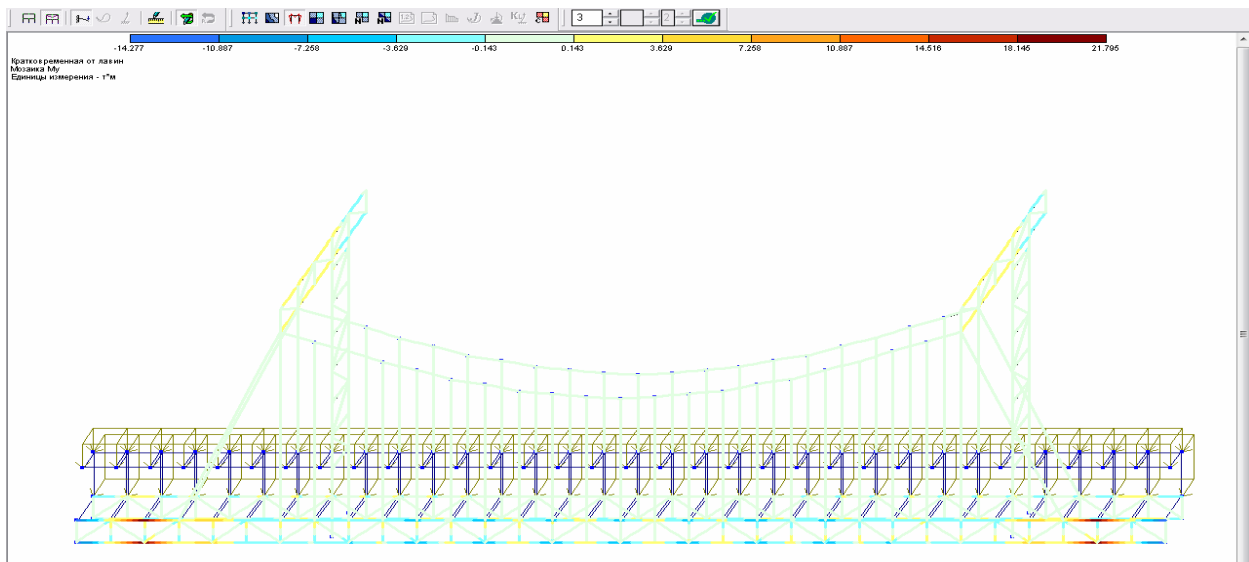


Рис. 4.89. Мозаика усилий M_u от лавин

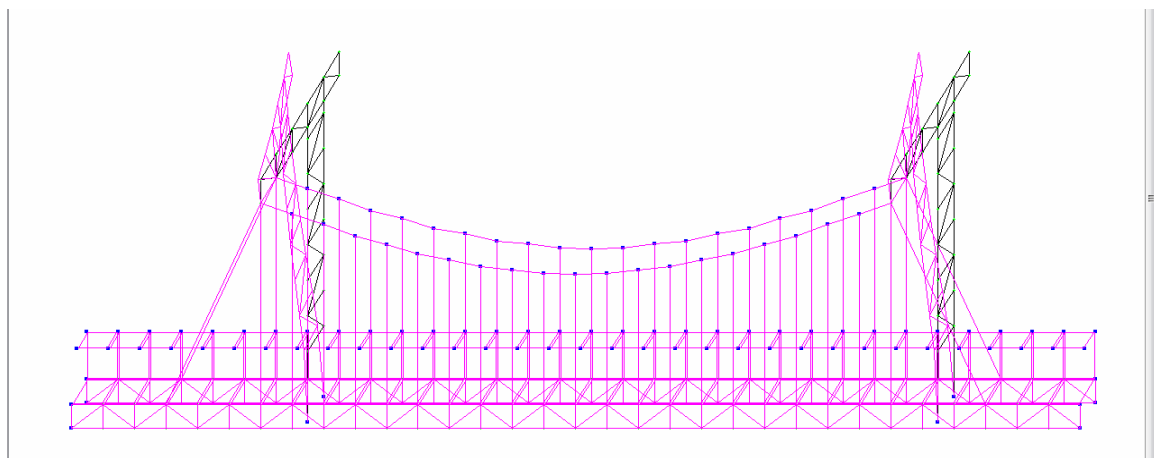


Рис. 4.90. Основная схема и деформация от сейсмических сил

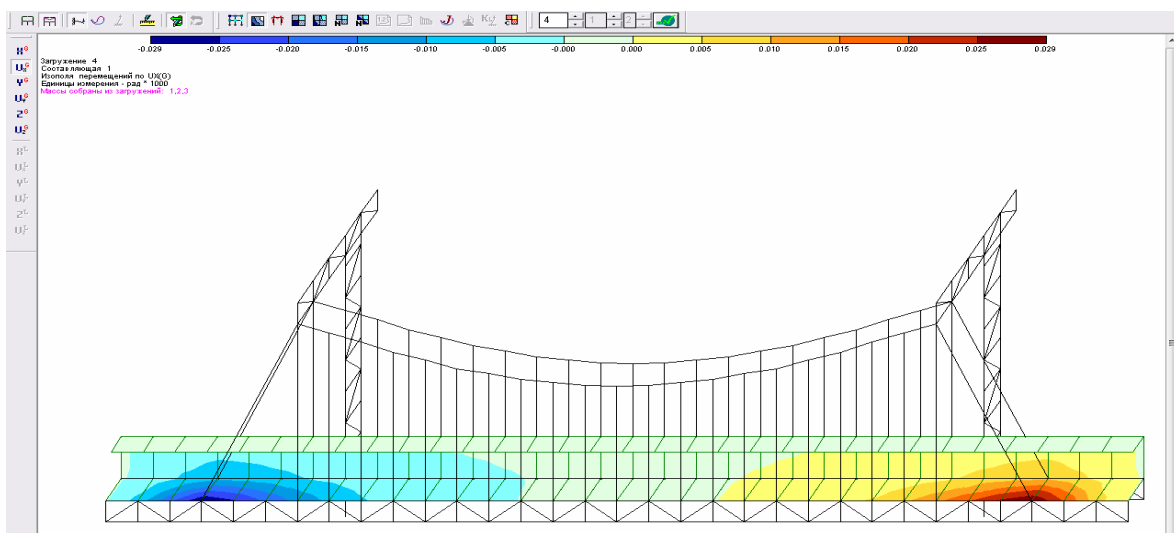


Рис. 4.91. Мозаика перемещений по UX от сейсмических сил

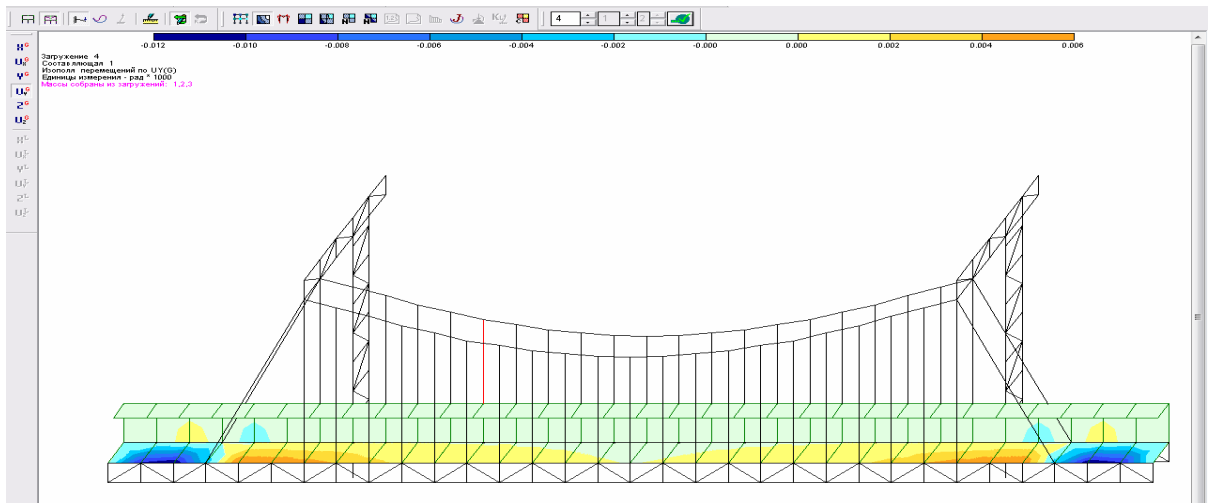


Рис. 4.92. Мозаика перемещений по UY от сейсмических сил

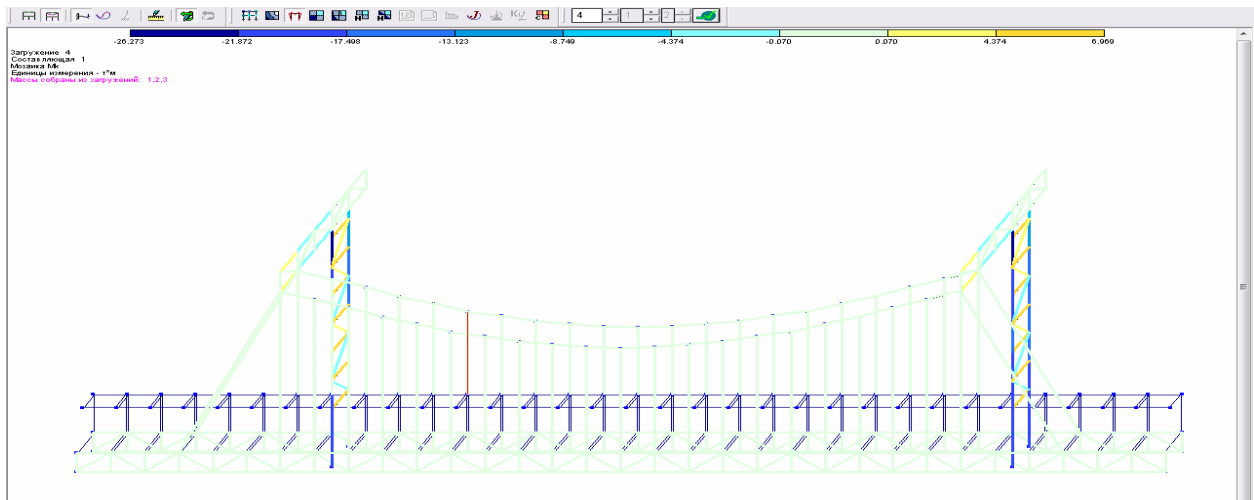


Рис.4.93. Мозаика усилий Mk от сейсмических сил

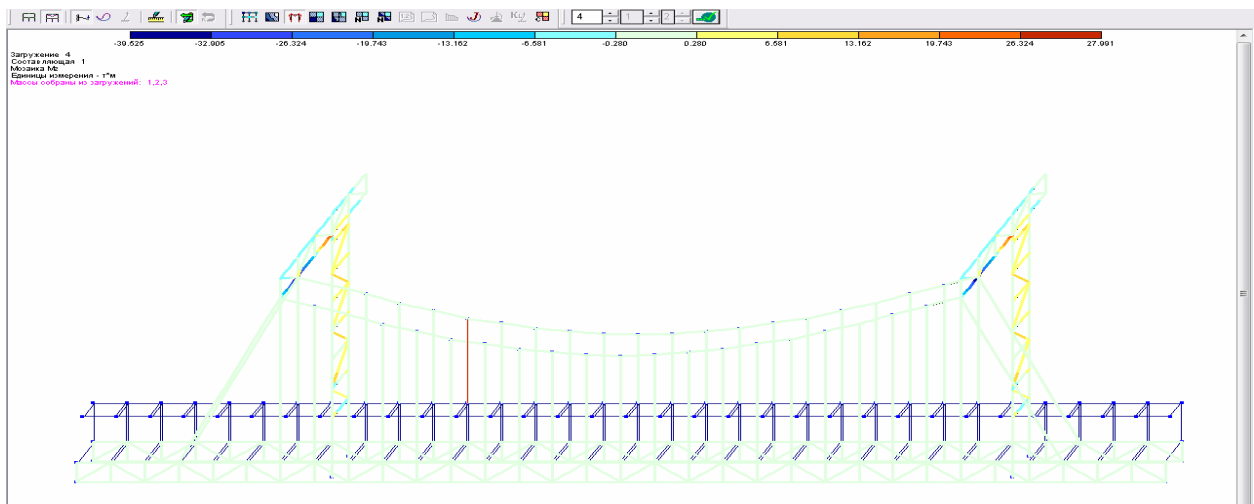


Рис. 4.94. Мозаика усилий Mz от сейсмических сил

Таблица 4.14.

Фрагменты узлов

Таблица узлов								
Файл Редактировать Опции								
Таблица узлов								
№ узла	Перемещения						№ загруз	Составл
	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)	UX рад*1000	UY рад*1000	UZ рад*1000		
1	0.229	23.020	-26.978	3.979	-0.101	0.424	1	-
2	0.348	24.627	-26.172	4.282	-0.199	0.229	1	-
3	0.466	25.408	-25.149	4.355	-0.196	0.093	1	-
4	0.482	25.655	-24.259	4.236	-0.157	0.014	1	-
5	0.497	25.614	-23.545	4.040	-0.133	-0.024	1	-
6	0.448	25.450	-22.918	3.820	-0.112	-0.038	1	-
7	0.398	25.260	-22.422	3.619	-0.092	-0.036	1	-
8	0.308	25.094	-21.995	3.458	-0.071	-0.030	1	-
9	0.219	24.970	-21.706	3.340	-0.050	-0.020	1	-
10	0.109	24.896	-21.496	3.273	-0.026	-0.010	1	-
11	0.000	24.871	-21.447	3.248	0.000	0.000	1	-
12	-0.109	24.896	-21.496	3.273	0.026	0.010	1	-
13	-0.219	24.970	-21.706	3.340	0.050	0.020	1	-
14	-0.308	25.094	-21.995	3.458	0.071	0.030	1	-
15	-0.398	25.260	-22.422	3.619	0.092	0.036	1	-
16	-0.448	25.450	-22.918	3.820	0.112	0.038	1	-
17	-0.497	25.614	-23.545	4.040	0.133	0.024	1	-
18	-0.482	25.655	-24.259	4.236	0.157	-0.014	1	-
19	-0.466	25.408	-25.149	4.355	0.196	-0.093	1	-
20	-0.348	24.627	-26.172	4.282	0.199	-0.229	1	-
21	-0.229	23.020	-26.978	3.979	0.101	-0.424	1	-
22	-1.213	5.964	-27.047	4.812	0.106	-0.231	1	-
23	-0.013	20.296	-26.796	3.375	-0.235	-0.668	1	-
24	0.204	16.361	-24.522	2.596	-0.635	-0.898	1	-
25	0.329	11.424	-20.360	1.639	-1.077	-1.051	1	-
26	0.453	6.185	-13.674	0.788	-1.551	-1.005	1	-
27	0.228	1.840	-5.410	0.312	-1.657	-0.677	1	-
28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
29	-0.545	0.439	-5.837	0.480	-1.733	-0.144	1	-
30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
31	-0.228	1.840	-5.410	0.312	1.657	0.677	1	-
32	-0.453	6.185	-13.674	0.788	1.551	1.005	1	-
33	-0.329	11.424	-20.360	1.639	1.077	1.051	1	-
34	-0.204	16.361	-24.522	2.596	0.635	0.898	1	-
35	0.013	20.296	-26.796	3.375	0.235	0.668	1	-
36	0.545	0.439	-5.837	0.480	1.733	0.144	1	-
37	0.889	1.259	-14.086	2.274	1.479	0.190	1	-
38	1.247	4.772	-26.830	4.835	0.205	0.245	1	-
39	-0.051	16.356	-0.136	2.472	0.000	0.449	1	-
40	-0.048	18.360	-0.147	2.761	0.000	0.355	1	-
41	-0.044	19.932	-0.134	2.954	0.000	0.277	1	-

Таблица 4.15.

Фрагмент усилий в элементах

Таблица усилий (пластины)													Тип элем	№ загруз	Составл
№ элем	Усилия (напряжения)														
	Nx (т/м**2)	Ny (т/м**2)	Nz (т/м**2)	Txy (т/м**2)	Txz (т/м**2)	Nx (т)	Ny (т)	Mxy (т)	Qx (т/м)	Qy (т/м)	Rz (т/м**2)				
327	136.873	14.488	0.000	36.324	0.000	-1.186	-0.046	1.485	0.591	0.033	0.000	41	1	-	
328	91.102	-1.221	0.000	34.070	0.000	0.130	-0.246	1.684	-0.203	-0.986	0.000	41	1	-	
329	68.189	3.271	0.000	30.726	0.000	0.003	-1.360	1.264	-0.202	-1.374	0.000	41	1	-	
330	31.901	1.866	0.000	26.637	0.000	-0.131	-2.086	0.887	-0.076	-1.621	0.000	41	1	-	
331	12.008	2.605	0.000	22.238	0.000	-0.185	-2.416	0.387	-0.049	-1.733	0.000	41	1	-	
332	-3.828	2.466	0.000	17.941	0.000	-0.267	-2.384	0.017	0.032	-1.692	0.000	41	1	-	
333	-17.693	1.739	0.000	14.079	0.000	-0.333	-2.096	-0.236	0.039	-1.552	0.000	41	1	-	
334	-21.395	2.042	0.000	10.835	0.000	-0.372	-1.709	-0.245	0.072	-1.384	0.000	41	1	-	
335	-29.998	1.097	0.000	8.188	0.000	-0.292	-1.342	-0.186	0.075	-1.263	0.000	41	1	-	
336	-31.273	1.348	0.000	6.053	0.000	-0.218	-1.028	-0.170	0.051	-1.162	0.000	41	1	-	
337	-36.166	0.680	0.000	4.366	0.000	-0.169	-0.762	-0.135	0.053	-1.072	0.000	41	1	-	
338	-36.408	0.819	0.000	3.054	0.000	-0.119	-0.538	-0.118	0.037	-0.999	0.000	41	1	-	
339	-38.904	0.399	0.000	2.050	0.000	-0.086	-0.358	-0.092	0.033	-0.938	0.000	41	1	-	
340	-38.675	0.470	0.000	1.290	0.000	-0.058	-0.221	-0.070	0.021	-0.893	0.000	41	1	-	
341	-39.688	0.262	0.000	0.702	0.000	-0.041	-0.128	-0.043	0.015	-0.861	0.000	41	1	-	
342	-39.522	0.284	0.000	0.222	0.000	-0.034	-0.080	-0.017	0.003	-0.845	0.000	41	1	-	
343	-39.522	0.284	0.000	-0.222	0.000	-0.034	-0.080	0.017	-0.003	-0.845	0.000	41	1	-	
344	-39.688	0.262	0.000	-0.702	0.000	-0.041	-0.128	0.043	-0.015	-0.861	0.000	41	1	-	
345	-38.675	0.470	0.000	-1.290	0.000	-0.058	-0.221	0.070	-0.021	-0.893	0.000	41	1	-	
346	-38.904	0.399	0.000	-2.050	0.000	-0.086	-0.358	0.092	-0.033	-0.938	0.000	41	1	-	
347	-36.408	0.819	0.000	-3.054	0.000	-0.119	-0.538	0.118	-0.037	-0.999	0.000	41	1	-	
348	-36.166	0.680	0.000	-4.366	0.000	-0.169	-0.762	0.135	-0.053	-1.072	0.000	41	1	-	
349	-31.273	1.348	0.000	-6.053	0.000	-0.218	-1.028	0.170	-0.051	-1.162	0.000	41	1	-	
350	-29.998	1.097	0.000	-8.188	0.000	-0.292	-1.342	0.186	-0.075	-1.263	0.000	41	1	-	
351	-21.395	2.042	0.000	-10.835	0.000	-0.372	-1.709	0.245	-0.072	-1.384	0.000	41	1	-	
352	-17.693	1.739	0.000	-14.079	0.000	-0.333	-2.096	0.236	-0.039	-1.552	0.000	41	1	-	
353	-3.828	2.466	0.000	-17.941	0.000	-0.267	-2.384	-0.017	-0.032	-1.692	0.000	41	1	-	
354	12.008	2.605	0.000	-22.238	0.000	-0.185	-2.416	-0.387	0.049	-1.733	0.000	41	1	-	
355	31.901	1.866	0.000	-26.637	0.000	-0.131	-2.086	-0.887	0.076	-1.621	0.000	41	1	-	
356	68.189	3.271	0.000	-30.726	0.000	0.003	-1.360	-1.264	0.202	-1.374	0.000	41	1	-	
357	91.102	-1.221	0.000	-34.070	0.000	0.130	-0.246	-1.684	0.203	-0.986	0.000	41	1	-	
358	136.873	14.488	0.000	-36.324	0.000	-1.186	-0.046	-1.485	-0.591	0.033	0.000	41	1	-	
359	-29.214	1.113	0.000	3.029	0.000	-0.243	-0.599	-0.304	-0.176	0.411	0.000	41	1	-	
360	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	41	1	-	
361	-9.052	15.190	0.000	16.420	0.000	-0.402	-1.601	-0.033	-0.132	0.997	0.000	41	1	-	
362	0.140	22.085	0.000	21.431	0.000	-0.521	-2.399	0.107	-0.126	1.338	0.000	41	1	-	
363	7.709	25.653	0.000	23.126	0.000	-0.630	-3.058	0.208	-0.104	1.529	0.000	41	1	-	
364	10.309	26.510	0.000	21.043	0.000	-0.709	-3.542	0.295	-0.077	1.569	0.000	41	1	-	
365	11.208	26.729	0.000	18.518	0.000	-0.757	-3.839	0.346	-0.051	1.472	0.000	41	1	-	
366	11.619	26.427	0.000	15.319	0.000	-0.779	-3.993	0.364	-0.032	1.283	0.000	41	1	-	
367	10.203	25.576	0.000	12.490	0.000	-0.791	-4.073	0.338	-0.027	1.065	0.000	41	1	-	

4.4. Результаты испытаний подводного тоннеля

Имя задачи: тоннель подводный. Расчет пространственной системы на статические и динамические воздействия с выбором расчетных сочетаний усилий.

Объект: статический и динамический расчет несущих конструкций подводного тоннеля. Расчет выполнен программным комплексом «ЛИРА».

Расчет выполнен на следующие загрузки:

- загрузка 1 - статическое нагружение, от собственного веса;
- загрузка 2 - динамическое нагружение, от подвижного состава.

Расчетные сочетания напряжений для пластинчатых элементов выбираются по критерию экстремальных напряжений с учетом направления главных площадок. При выборе расчетных сочетаний усилий учитывались следующие характеристики нагружений:

- загрузка 1 - статическое нагружение, учитывается как постоянная нагрузка;
- загрузка 2 - динамическое нагружение.

Расчет системы выполнен по программе Lira версии 9.4 с использованием пространственной расчетной схемы нагрузки собственный вес конструкций, вес воды, нагрузки от подвижного состава. В распечатках и электронной версии результатов приведены расчетная схема, ее отдельные компоненты и результаты проверки сечений элементов по предельным состояниям.

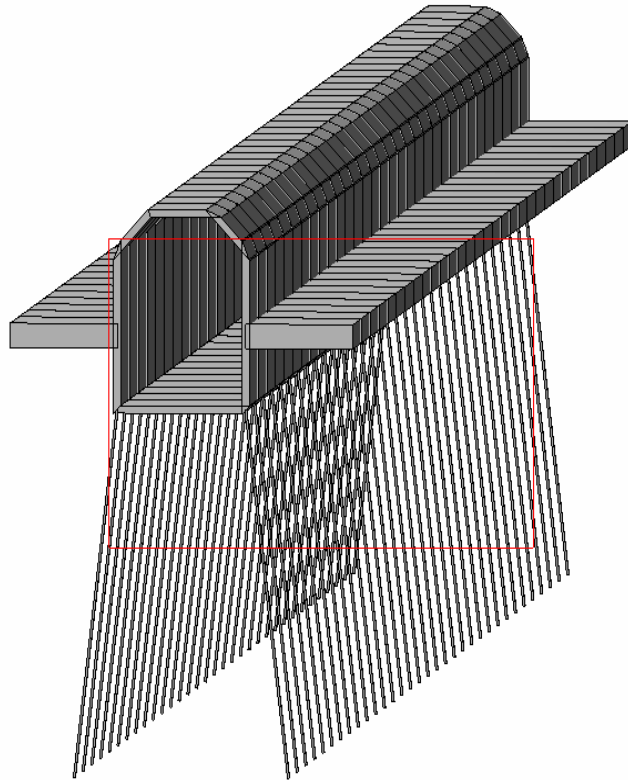
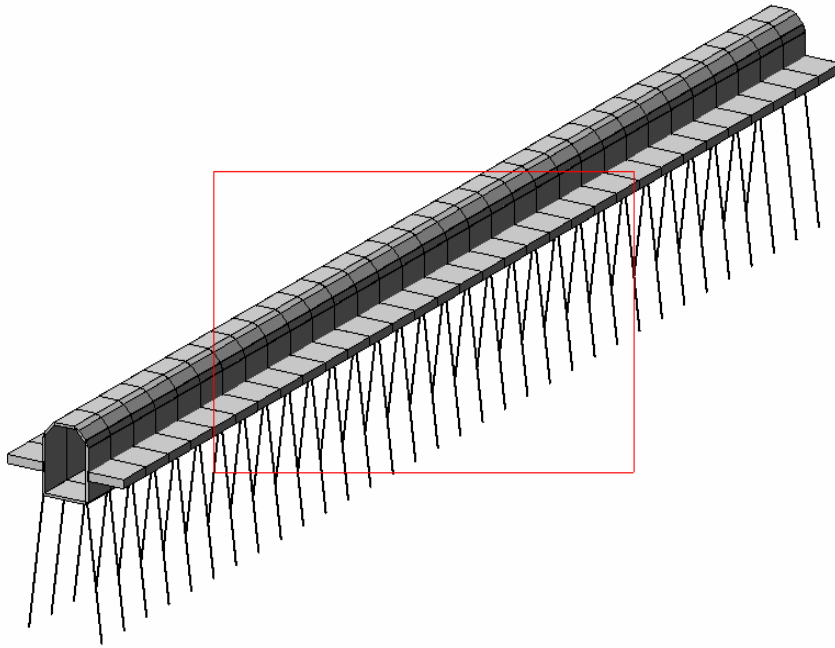


Рис. 4.95. Общий вид расчетного блока

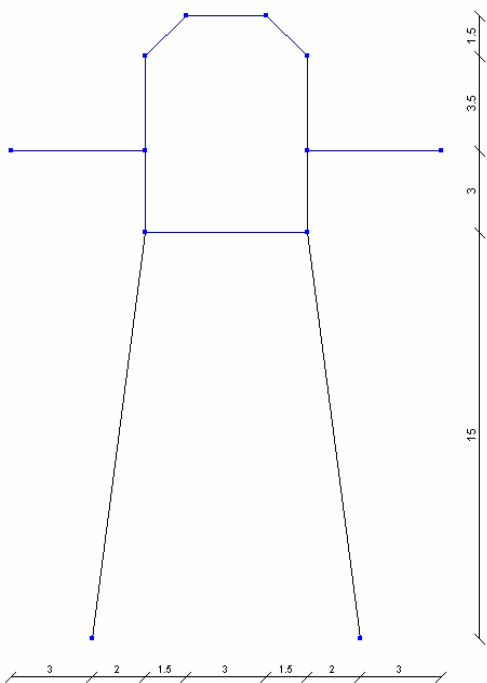
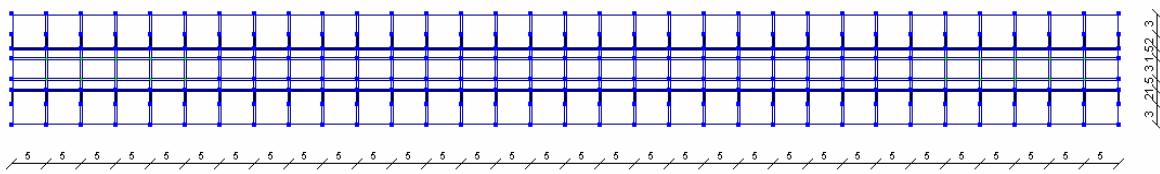
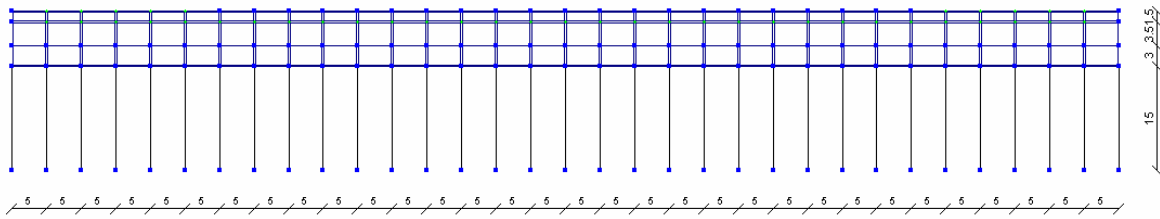


Рис. 4.96. Конечно элементная модель каркаса

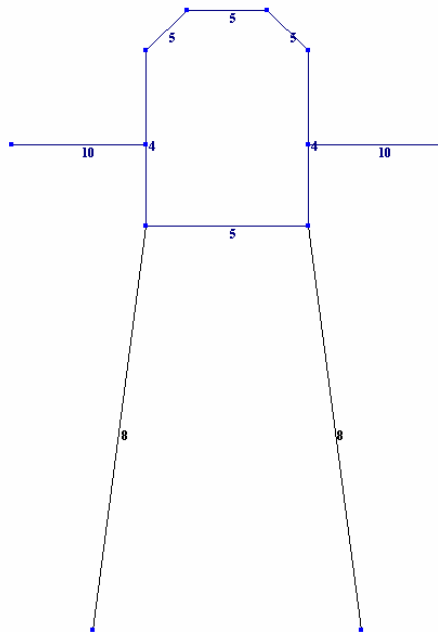
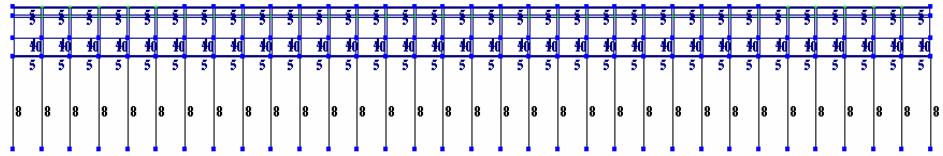
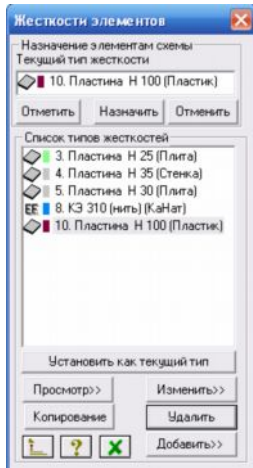


Рис. 4.97. Назначенные типы жесткостей

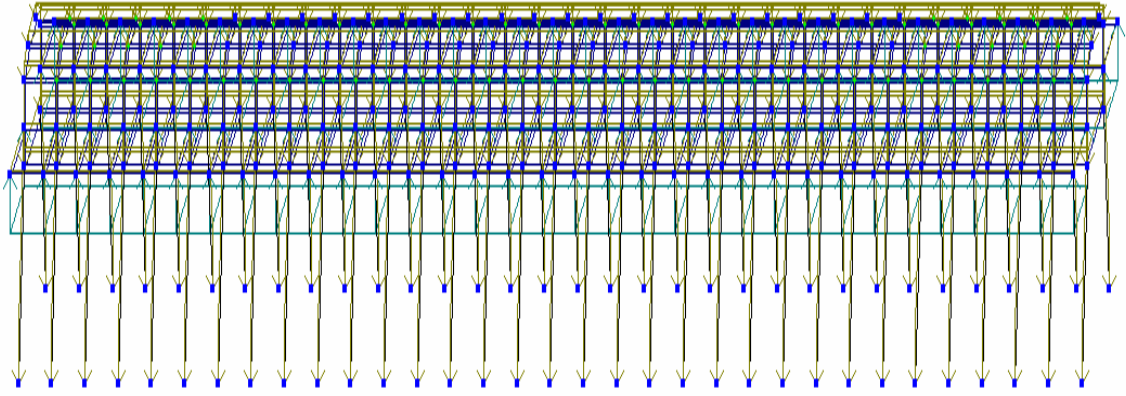


Рис. 4.98. Нагрузка от собственного веса конструкций

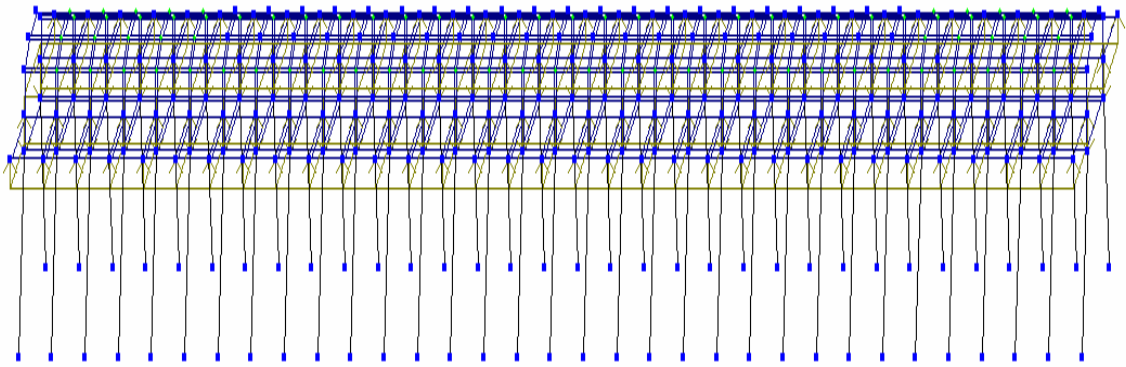


Рис. 4.99. Нагрузка от подвижного состава

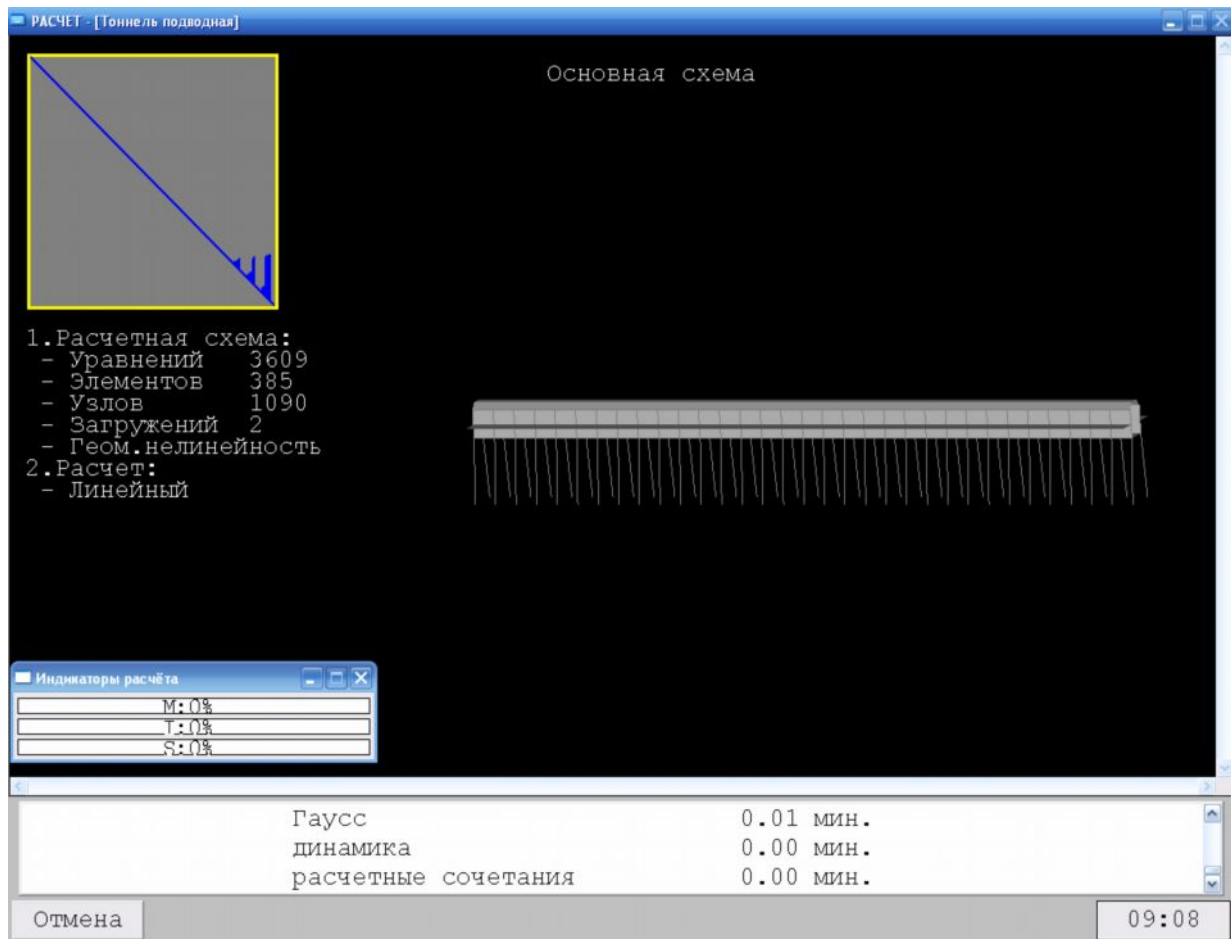


Рис. 4.100. Расчетная схема сооружения

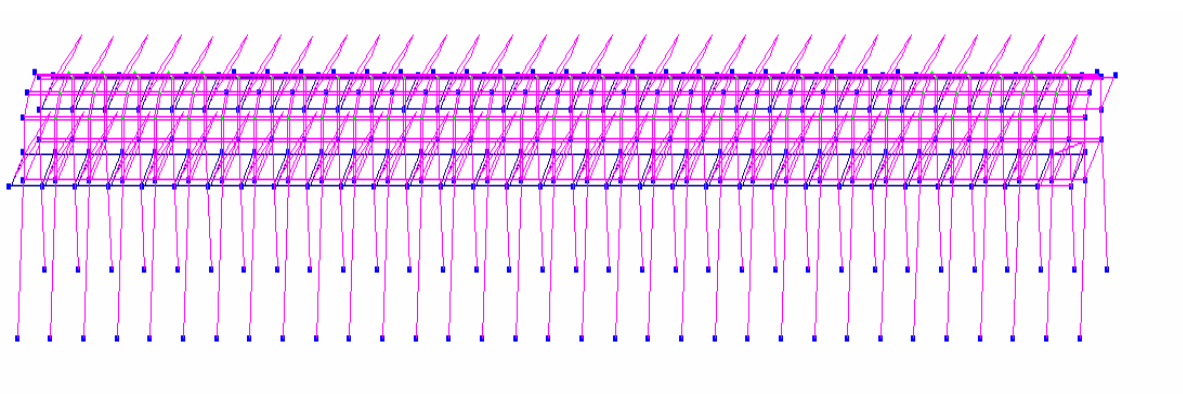


Рис. 4.101. Основная схема и деформация от собственного веса

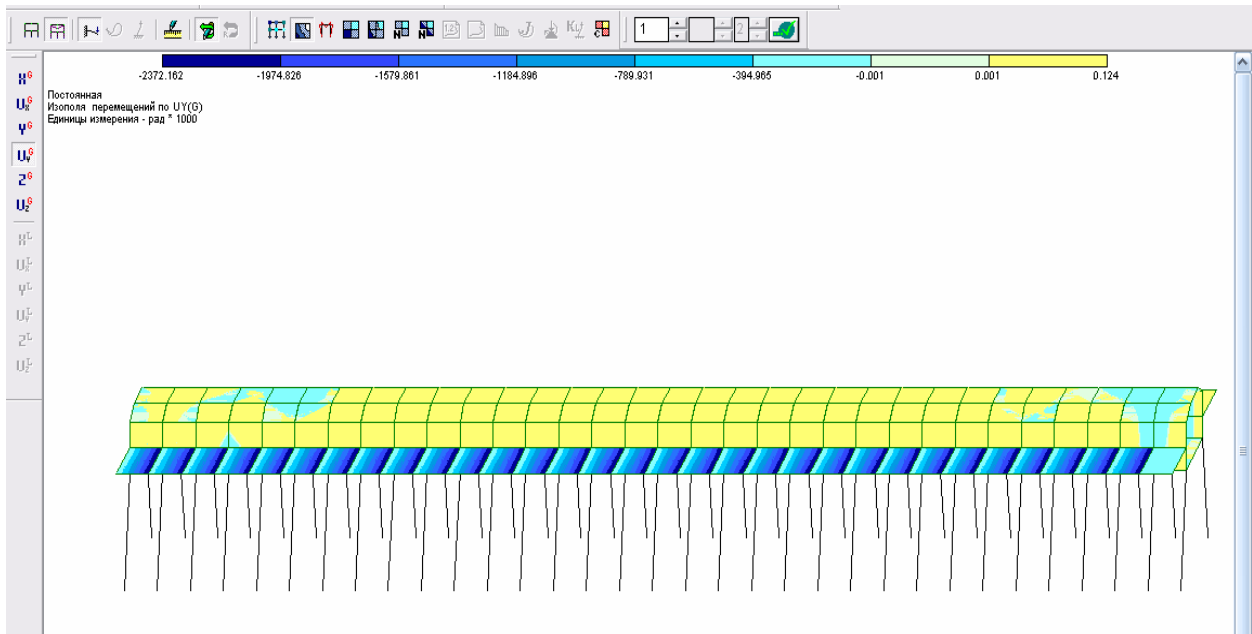


Рис. 4.102. Мозаика перемещений по UY от собственного веса

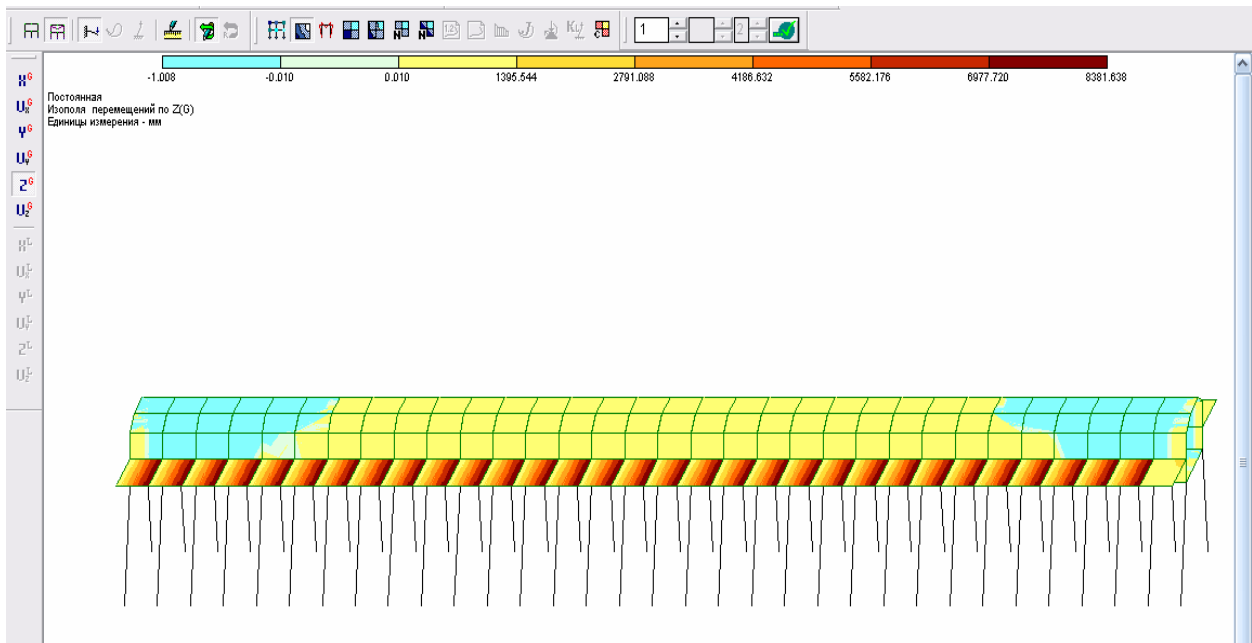


Рис. 4.103. Мозаика перемещений по Z от собственного веса

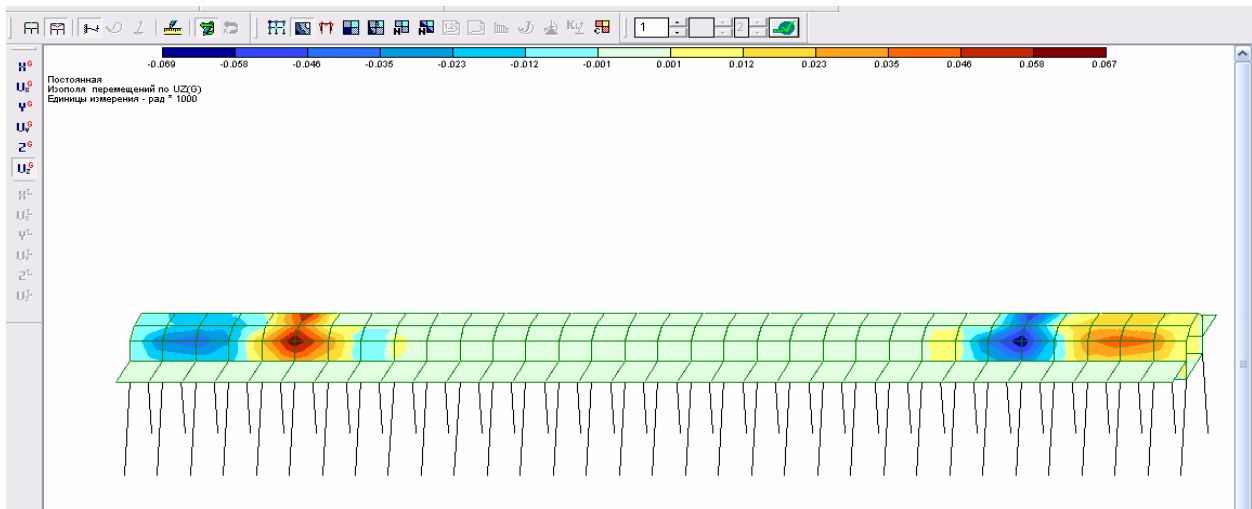


Рис. 4.104. Мозаика перемещений по UZ от собственного веса

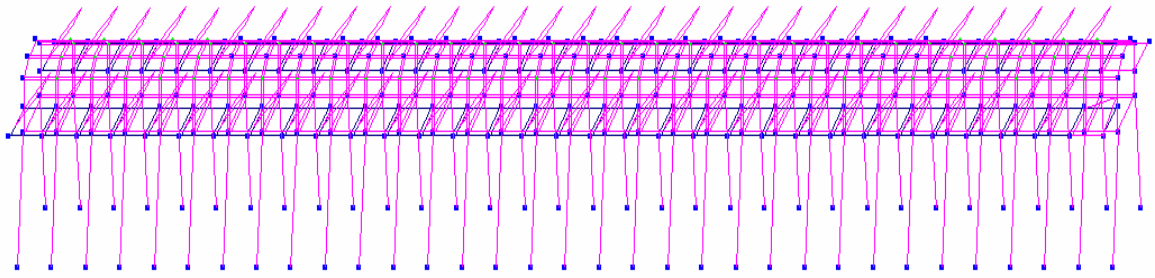


Рис. 4.105. Основная схема и деформация от подвижного состава

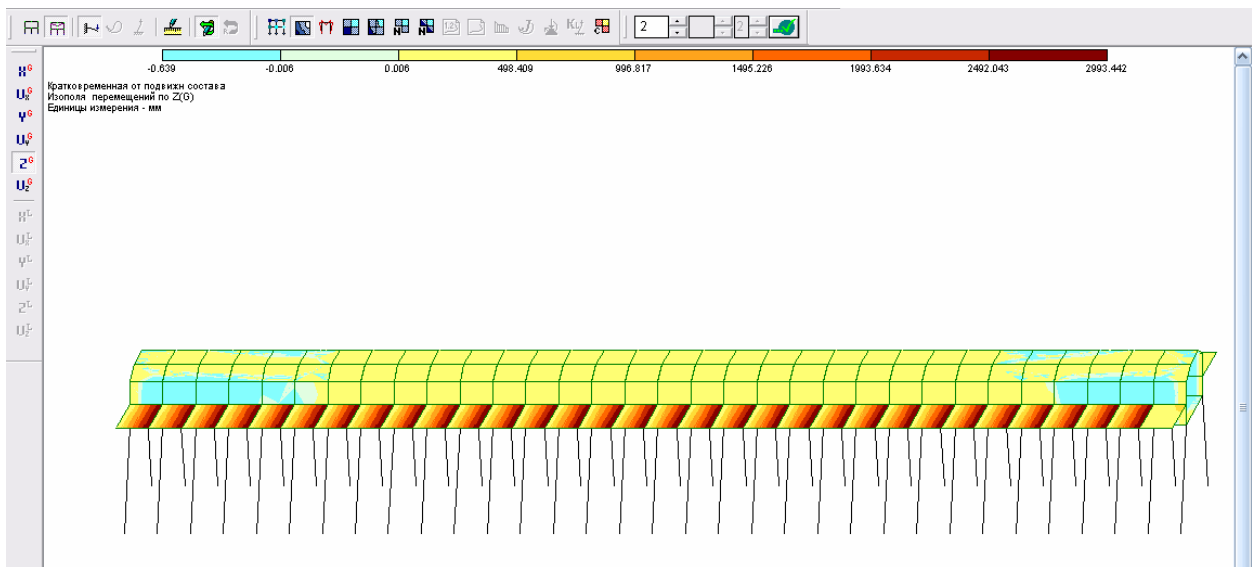


Рис. 4.106. Мозаика перемещений по Z от подвижного состава

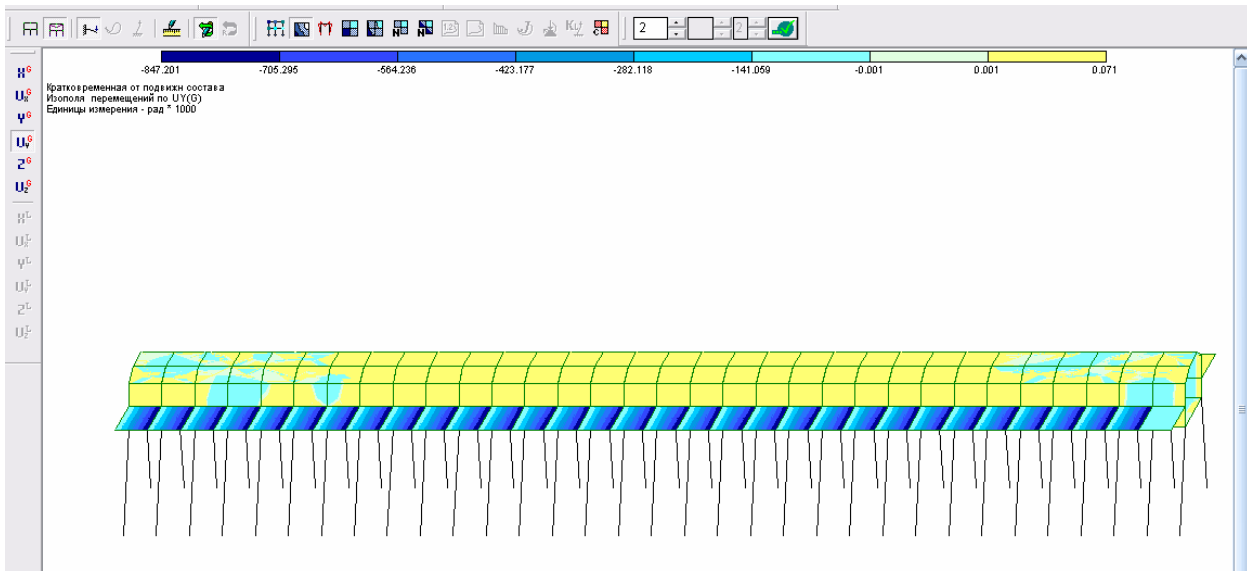


Рис. 4.107. Мозаика перемещений по UY от подвижного состава

Таблица 4.16

Таблица усилий

Таблица усилий (пластины)														
Файл Редактировать Опции														
Таблица усилий (пластины)														
№ элем	Усилия (напряжения)											Тип элем	№ загруз	Составл
	Nx (т/м**2)	Ny (т/м**2)	Nz (т/м**2)	Txy (т/м**2)	Txz (т/м**2)	Mx (т)	My (т)	Mxy (т)	Qx (т/м)	Qy (т/м)	Rz (т/м**2)			
28	18.529	9.449	0.000	-8.716	0.000	0.068	0.244	-0.009	-0.015	0.614	0.000	41	1	-
29	22.257	6.449	0.000	8.905	0.000	0.076	0.392	0.170	0.115	0.423	0.000	41	1	-
30	27.028	1.472	0.000	10.255	0.000	0.170	0.608	0.065	-0.011	0.167	0.000	41	1	-
31	4.568	3.334	0.000	10.853	0.000	0.174	0.649	0.075	0.026	0.091	0.000	41	1	-
32	-45.962	-5.446	0.000	10.965	0.000	-0.024	0.315	0.053	-0.204	0.009	0.000	41	1	-
33	-3.561	0.217	0.000	-69.254	0.000	-0.040	-0.261	-0.119	-0.111	0.184	0.000	41	1	-
34	2.470	1.505	0.000	-47.259	0.000	-0.097	-0.489	0.049	0.016	0.347	0.000	41	1	-
35	6.216	1.037	0.000	-24.912	0.000	-0.078	-0.411	0.046	0.017	0.278	0.000	41	1	-
36	8.563	1.047	0.000	-2.855	0.000	-0.055	-0.368	0.078	0.005	0.174	0.000	41	1	-
37	8.305	2.527	0.000	17.274	0.000	-0.102	-0.587	0.087	-0.094	0.045	0.000	41	1	-
38	0.929	6.695	0.000	34.458	0.000	-0.281	-1.061	0.169	-0.124	-0.236	0.000	41	1	-
39	-11.455	13.448	0.000	41.445	0.000	-0.274	-1.134	-0.211	0.101	-0.247	0.000	41	1	-
40	-16.160	-35.810	0.000	54.351	0.000	-0.057	-0.565	0.023	0.161	-0.145	0.000	41	1	-
41	-5.182	-35.378	0.000	-38.818	0.000	-0.055	-0.500	-0.078	-0.140	-0.097	0.000	41	1	-
42	-1.270	11.274	0.000	-23.789	0.000	-0.193	-0.940	0.130	-0.052	-0.066	0.000	41	1	-
43	2.755	7.378	0.000	-12.630	0.000	-0.242	-1.121	0.058	-0.025	-0.250	0.000	41	1	-
44	5.005	9.046	0.000	-3.892	0.000	-0.256	-1.215	0.021	-0.011	-0.319	0.000	41	1	-
45	4.965	9.028	0.000	4.027	0.000	-0.256	-1.214	-0.021	0.011	-0.319	0.000	41	1	-
46	2.593	7.435	0.000	12.796	0.000	-0.242	-1.118	-0.059	0.026	-0.248	0.000	41	1	-
47	-1.792	10.615	0.000	24.031	0.000	-0.192	-0.934	-0.130	0.052	-0.064	0.000	41	1	-
48	-6.543	-30.869	0.000	39.200	0.000	-0.060	-0.486	0.064	0.141	-0.081	0.000	41	1	-
49	-6.543	-30.869	0.000	-39.200	0.000	-0.060	-0.486	-0.064	-0.141	-0.081	0.000	41	1	-
50	-1.791	10.615	0.000	-24.030	0.000	-0.192	-0.934	0.130	-0.052	-0.064	0.000	41	1	-
51	2.593	7.435	0.000	-12.795	0.000	-0.242	-1.118	0.059	-0.026	-0.248	0.000	41	1	-
52	4.966	9.027	0.000	-4.026	0.000	-0.256	-1.214	0.021	-0.011	-0.319	0.000	41	1	-
53	5.006	9.045	0.000	3.894	0.000	-0.256	-1.215	-0.021	0.011	-0.319	0.000	41	1	-
54	2.755	7.379	0.000	12.634	0.000	-0.242	-1.121	-0.058	0.025	-0.250	0.000	41	1	-
55	-1.271	11.259	0.000	23.796	0.000	-0.193	-0.940	-0.130	0.052	-0.066	0.000	41	1	-
56	-5.181	-35.284	0.000	38.829	0.000	-0.055	-0.500	0.078	0.140	-0.097	0.000	41	1	-
57	-15.383	-35.680	0.000	-53.972	0.000	-0.056	-0.563	-0.024	-0.159	-0.143	0.000	41	1	-
58	-10.722	13.470	0.000	-41.006	0.000	-0.270	-1.113	0.207	-0.096	-0.245	0.000	41	1	-
59	0.109	6.350	0.000	-33.966	0.000	-0.262	-0.961	-0.151	0.149	-0.271	0.000	41	1	-
60	8.236	2.309	0.000	-17.570	0.000	-0.079	-0.483	-0.107	0.071	0.012	0.000	41	1	-

Таблица 4.17

Таблица узлов

Таблица узлов								
Файл Редактировать Опции								
Таблица узлов								
№ узла	Перемещения						№ загруз	Составл
	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)	UX рад*1000	UY рад*1000	UZ рад*1000		
1	-0.041	-0.023	-0.173	-0.295	0.035	0.008	1	-
2	-0.023	0.010	-0.255	-0.279	0.005	0.013	1	-
3	0.012	0.027	-0.099	-0.370	-0.002	-0.005	1	-
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
8	-0.114	0.005	-0.711	0.244	0.060	0.007	1	-
9	-0.078	0.005	-0.890	0.237	0.034	-0.005	1	-
10	-0.051	0.000	-0.456	0.313	0.020	0.007	1	-
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
12	0.007	0.036	-0.217	-0.282	-0.049	-0.009	1	-
13	-0.091	-0.006	-0.398	0.313	0.099	0.000	1	-
14	0.113	0.008	-0.681	0.346	-0.042	-0.003	1	-
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
16	0.000	0.001	-0.595	0.342	0.000	0.000	1	-
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
18	-0.109	-0.008	-0.358	0.273	0.094	-0.007	1	-
19	-0.056	0.025	-0.945	0.220	0.040	0.005	1	-
20	0.079	0.018	-0.905	0.311	-0.034	0.005	1	-
21	0.094	-0.007	-0.402	0.313	-0.101	-0.001	1	-
22	0.108	-0.008	-0.357	0.273	-0.093	0.007	1	-
23	0.021	0.024	-1.005	0.187	-0.007	0.002	1	-
24	-0.051	-0.003	-0.302	0.294	0.071	-0.004	1	-
25	-0.029	0.001	-0.561	0.335	0.017	0.002	1	-
26	-0.052	0.000	-0.454	0.312	0.021	0.007	1	-
27	0.000	0.001	-0.595	0.342	0.000	0.000	1	-
28	0.055	0.023	-0.937	0.218	-0.039	-0.005	1	-
29	0.113	0.004	-0.707	0.244	-0.059	-0.007	1	-
30	-0.037	-0.432	-0.441	-0.294	-0.042	0.036	1	-
31	0.011	-0.489	-0.885	-0.140	0.039	0.054	1	-
32	-0.018	-0.287	-0.995	-0.017	-0.004	0.034	1	-
33	-0.068	-0.184	-0.938	0.007	-0.032	0.019	1	-

4.5. Результаты испытаний вантового тоннеля

Имя задачи: тоннель вантовый. Расчет пространственной системы на статические и динамические воздействия с выбором расчетных сочетаний усилий.

Объект: статический и динамический расчет несущих конструкций вантового тоннеля. Расчет выполнен программным комплексом «ЛИРА».

Пояснения к расчету конструкций вантового тоннеля:

- размеры строения в плане 160x12x45h м;
- тоннель вантовый: пилоны и балки;
- сейсмичность площадки строительства – 9 баллов;
- категория грунта по сейсмическим свойствам – II ($R = \text{кг/см}^2$);
- фундаменты под пилоны – железобетонные, столбчатые;
- нагрузки разбиты на 6 загрузений:
 - 1 – постоянная - собственный вес сооружения и вес снега;
 - 2 – кратковременная от подвижного состава;
 - 3 – кратковременные - ветровые;
 - 4 – сейсмическая в направлении «X»;
 - 5 – сейсмическая в направлении «У»;
 - 6 – сейсмическая в направлении «Z»;

Расчет системы выполнен по программе Lira версии 9.4 с использованием пространственной расчетной схемы нагрузки собственный вес конструкций, снеговая нагрузка, нагрузки от подвижного состава, сейсмическая нагрузка. В распечатках и электронной версии результатов приведены расчетная схема, ее отдельные компоненты и результаты проверки сечений элементов по предельным состояниям.

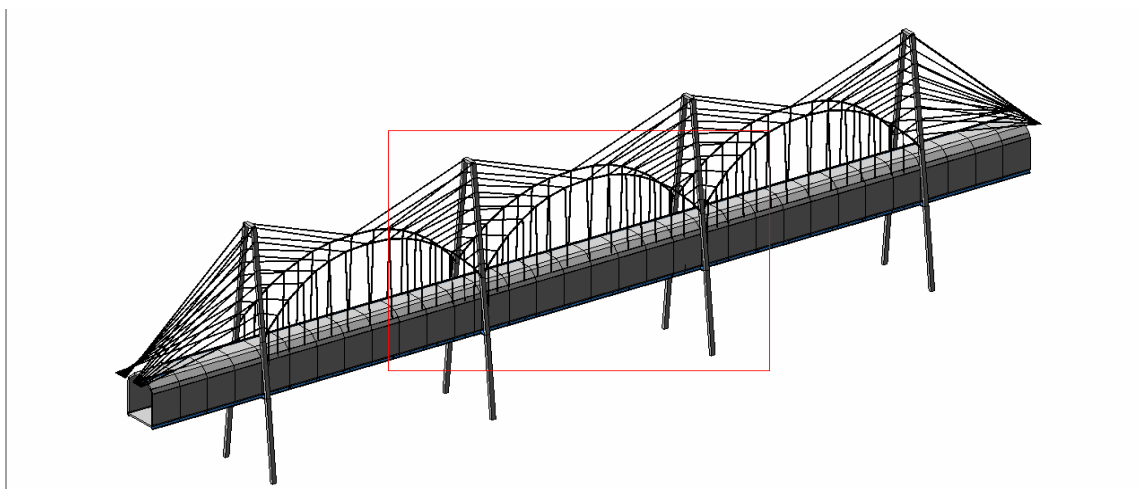


Рис. 4.108. Общий вид расчетного блока

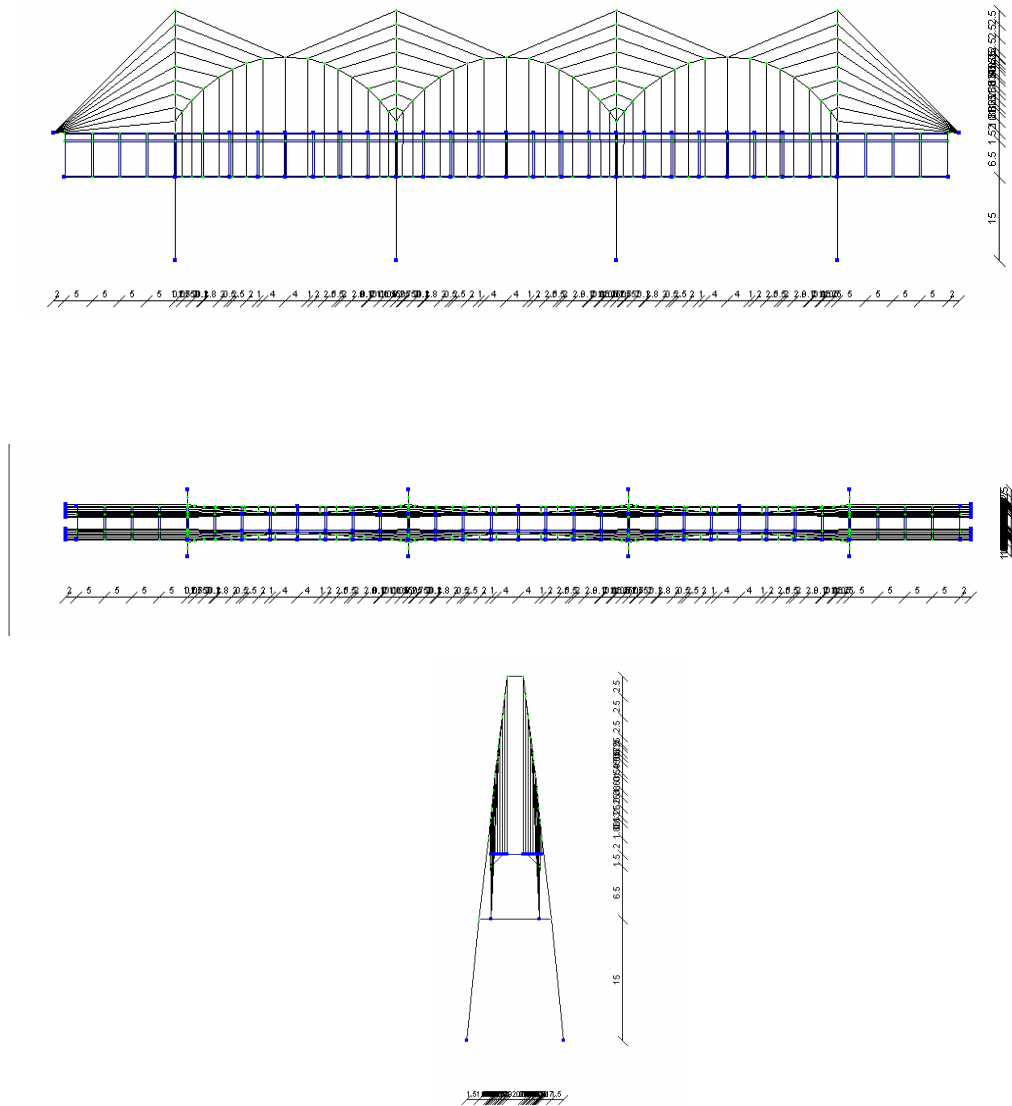
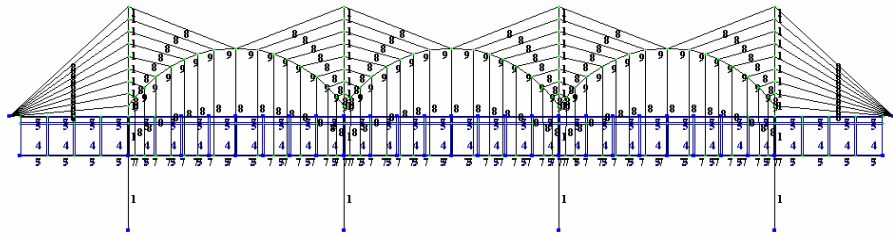
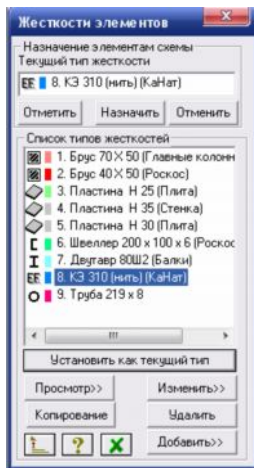


Рис. 4.109. Конечно элементная модель каркаса



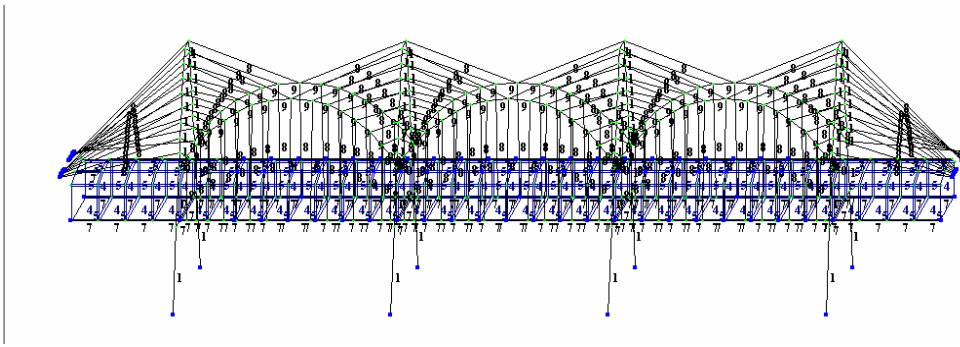


Рис. 4.110. Назначенные типы жесткостей

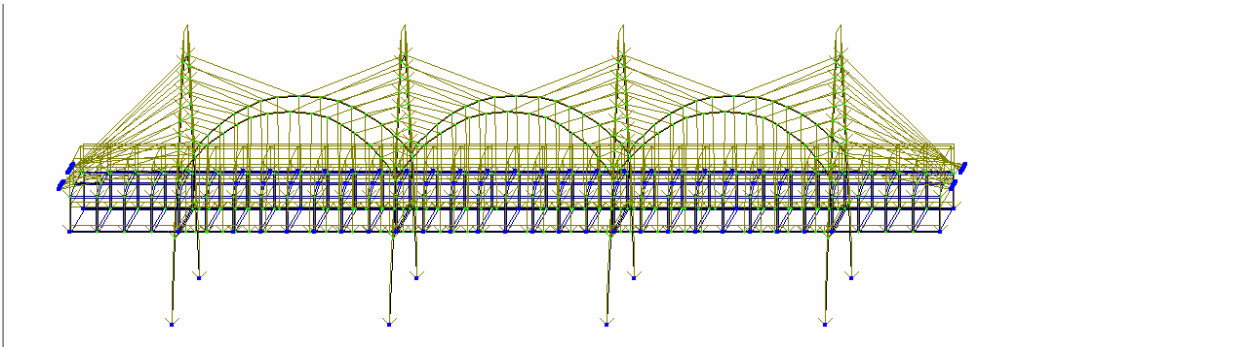


Рис. 4.111. Нагрузка от собственного веса конструкций

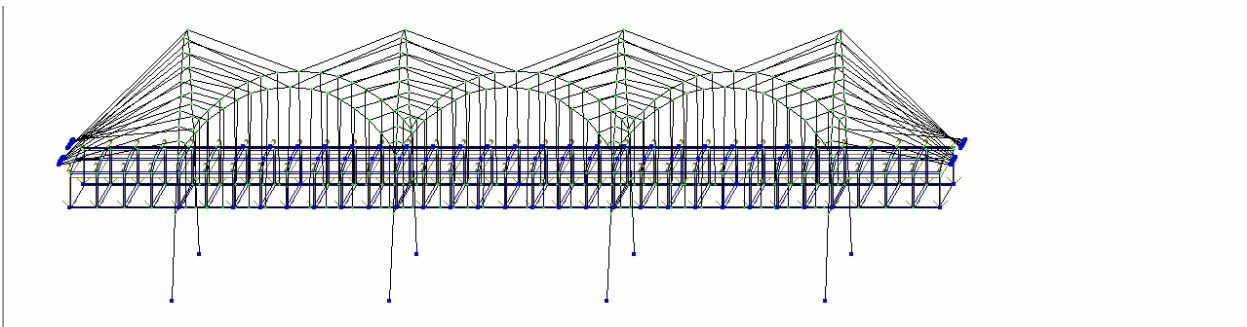


Рис. 4.112. Нагрузка от подвижного состава

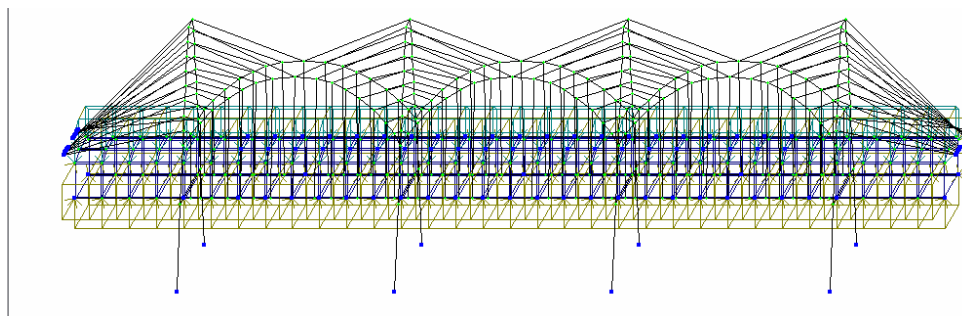
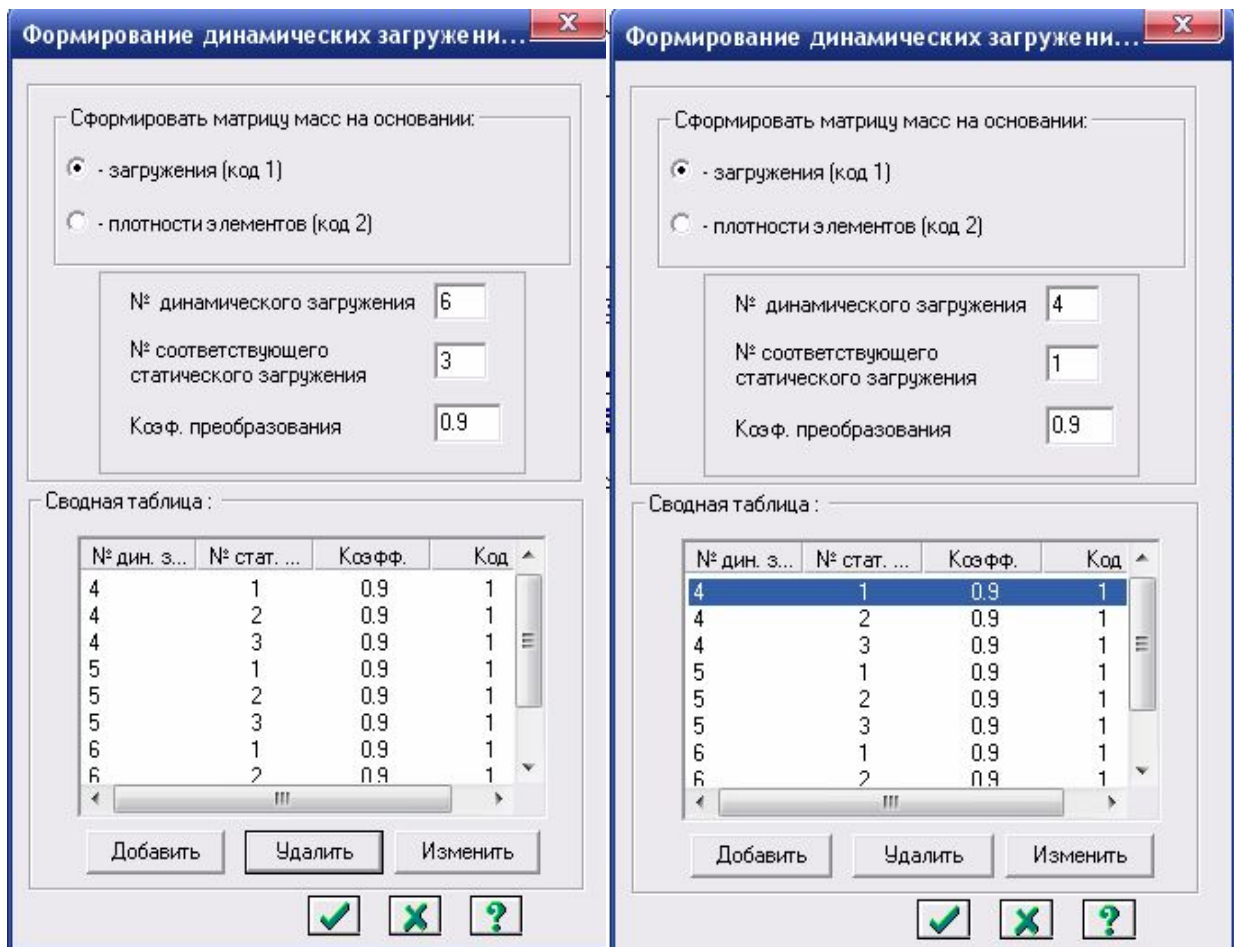


Рис. 4.113. Нагрузка от ветра

Нагрузки для расчета на сейсмические воздействия приняты в соответствии со следующими таблицами:

Таблица 4.18.

Сейсмические нагрузки



Продолжение Таблицы 4.18.

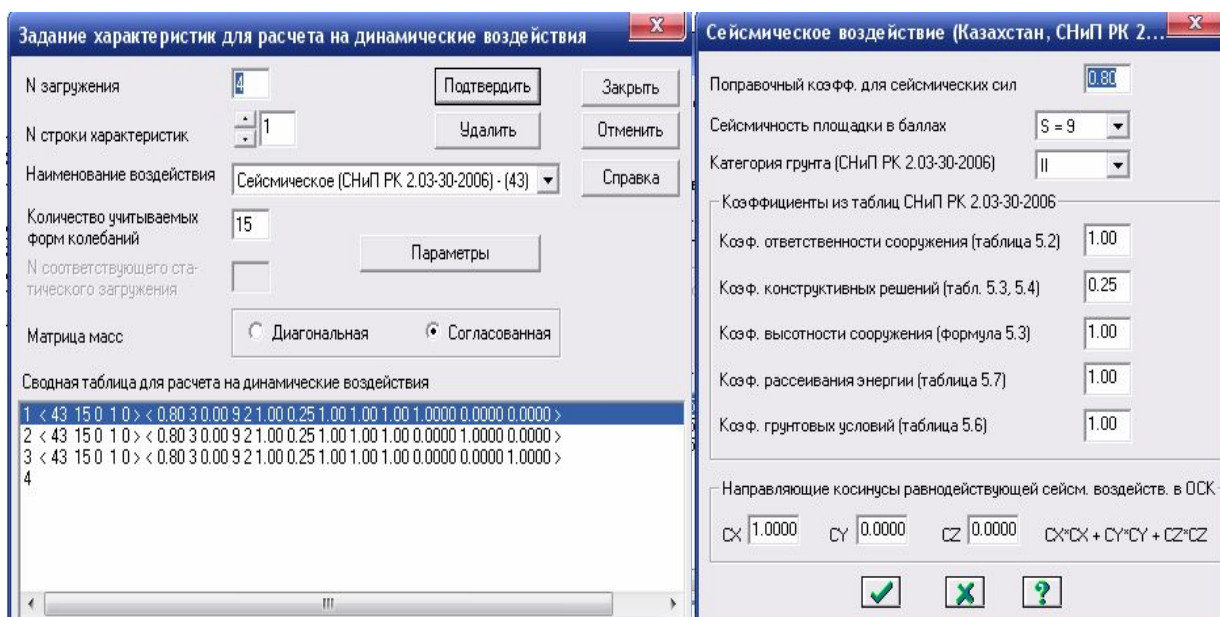


Таблица 4.19.

Коэффициенты РСУ

Расчетные сочетания усилий

Строительные нормы: СНИП 2.01.07-85

Номер загрузки: 1 По умолчанию

Название загрузки: Постоянная

Вид загрузки:

N группы объединяемых временных нагрузений: 0

Учитывать знакопеременность:

N группы взаимоисключающих нагрузений: 0

NN сопутствующих нагрузений: 0 0

Коэффициент надежности: 1.10

Доля длительности: 1.00

Ограничения для кранов и тормозов:

Кран Тормоз

Коэффициенты для РСУ

N загрузки	1-е основное сочетание	2-е основное сочетание	Особое сочетание
1 ->	1.00	1.00	0.90
2	1.00	0.90	0.50
3	1.00	0.90	0.50
4	0.00	0.00	1.00
5	0.00	0.00	1.00

Сводная таблица для вычисления РСУ:

N назв.	Параметры РСУ	Коэффициенты РСУ
1	< 0 0 0 0 0 0 1.10 1.00 >	< 1.00 > < 1.00 > < 0.90 >
2	< 7 0 0 0 0 0 1.40 0.00 >	< 1.00 > < 0.90 > < 0.50 >
3	< 2 0 0 0 0 0 1.20 0.35 >	< 1.00 > < 0.90 > < 0.50 >
4	< 5 0 1 0 0 0 1.00 0.00 >	< 0.00 > < 0.00 > < 1.00 >
5	< 5 0 1 0 0 0 1.00 0.00 >	< 0.00 > < 0.00 > < 1.00 >
6	< 5 0 1 0 0 0 1.00 0.00 >	< 0.00 > < 0.00 > < 1.00 >

Таблица 4.20.

Частоты собственных колебаний

Частоты собственных колебаний								
№ загруз	№ формы	Собст. значения	Частоты		Период (с)	Кoeff. распред.	Мод. масса (%)	Сумма мод. масс (%)
			Круп. частота (рад/с)	Частота (Гц)				
4	1	0.233	4.300	0.684	1.461	0.000	0.000	0.000
4	2	0.208	4.813	0.766	1.305	0.000	0.000	0.000
4	3	0.179	5.587	0.889	1.125	0.235	0.020	0.020
4	4	0.177	5.656	0.900	1.111	-0.115	0.005	0.025
4	5	0.174	5.738	0.913	1.095	0.046	0.001	0.025
4	6	0.174	5.749	0.915	1.093	0.025	0.000	0.026
4	7	0.172	5.821	0.926	1.079	0.024	0.000	0.026
4	8	0.168	5.943	0.946	1.057	-0.058	0.001	0.027
4	9	0.143	6.984	1.112	0.900	0.000	0.000	0.027
4	10	0.140	7.151	1.138	0.879	0.001	0.000	0.027
4	11	0.105	9.520	1.515	0.660	0.214	0.016	0.043
4	12	0.102	9.766	1.554	0.643	-0.048	0.001	0.044
4	13	0.096	10.403	1.656	0.604	0.007	0.000	0.044
4	14	0.094	10.629	1.692	0.591	0.002	0.000	0.044
4	15	0.091	11.031	1.756	0.570	-0.173	0.011	0.055
5	1	0.233	4.300	0.684	1.461	-0.037	0.000	0.000
5	2	0.208	4.813	0.766	1.305	-0.139	0.007	0.007
5	3	0.179	5.587	0.889	1.125	0.292	0.030	0.038
5	4	0.177	5.656	0.900	1.111	1.933	1.322	1.359
5	5	0.174	5.738	0.913	1.095	1.164	0.479	1.838
5	6	0.174	5.749	0.915	1.093	3.362	4.000	5.838
5	7	0.172	5.821	0.926	1.079	1.395	0.689	6.527
5	8	0.168	5.943	0.946	1.057	0.602	0.128	6.655
5	9	0.143	6.984	1.112	0.900	0.030	0.000	6.655
5	10	0.140	7.151	1.138	0.879	0.218	0.017	6.672
5	11	0.105	9.520	1.515	0.660	-0.009	0.000	6.672
5	12	0.102	9.766	1.554	0.643	-0.003	0.000	6.672
5	13	0.096	10.403	1.656	0.604	0.018	0.000	6.672
5	14	0.094	10.629	1.692	0.591	0.020	0.000	6.672
5	15	0.091	11.031	1.756	0.570	0.001	0.000	6.672
6	1	0.233	4.300	0.684	1.461	0.012	0.000	0.000
6	2	0.208	4.813	0.766	1.305	0.001	0.000	0.000
6	3	0.179	5.587	0.889	1.125	0.000	0.000	0.000
6	4	0.177	5.656	0.900	1.111	0.003	0.000	0.000
6	5	0.174	5.738	0.913	1.095	0.008	0.000	0.000
6	6	0.174	5.749	0.915	1.093	0.012	0.000	0.000
6	7	0.172	5.821	0.926	1.079	0.001	0.000	0.000
6	8	0.168	5.943	0.946	1.057	0.005	0.000	0.000
6	9	0.143	6.984	1.112	0.900	-0.133	0.006	0.006
6	10	0.140	7.151	1.138	0.879	0.050	0.001	0.007
6	11	0.105	9.520	1.515	0.660	-0.002	0.000	0.007

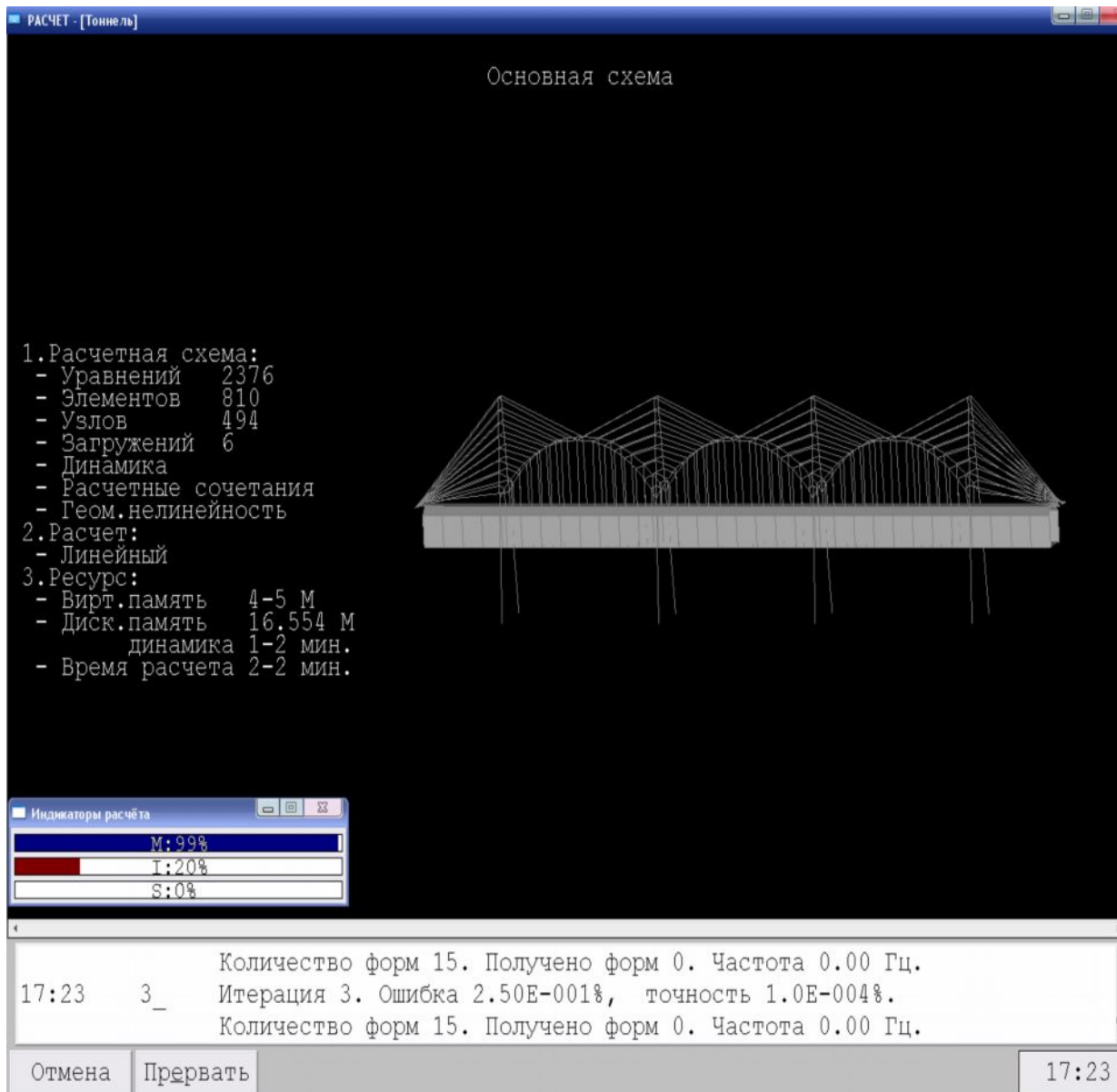


Рис. 4.114. Расчетная схема сооружения

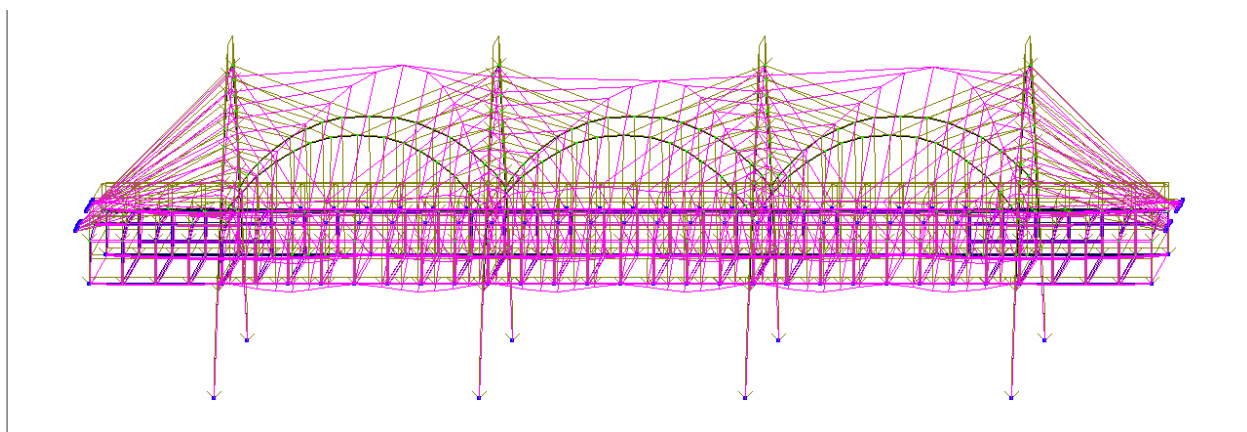


Рис. 4.115. Основная схема и деформация от собственного веса

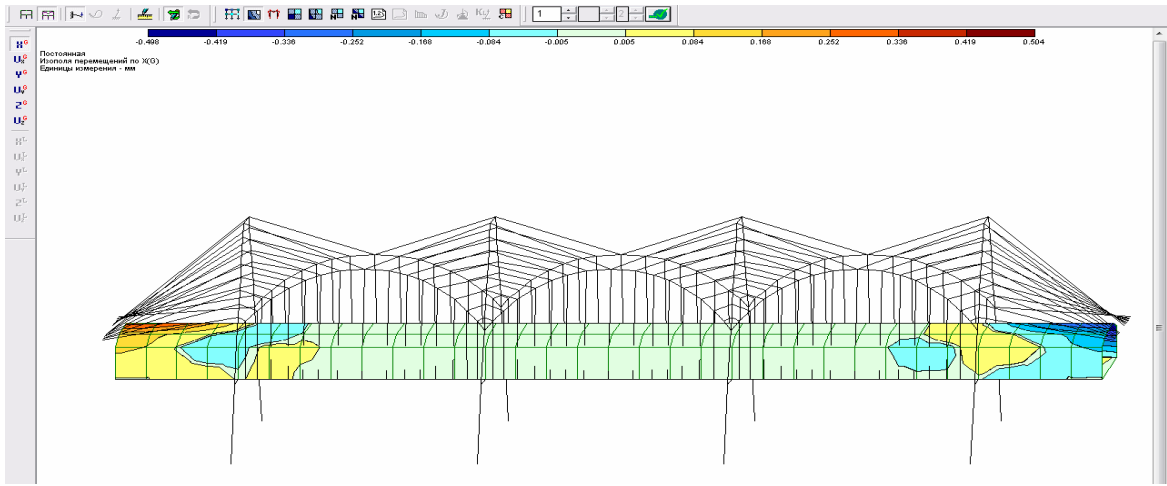


Рис. 4.116. Мозаика перемещений по X от собственного веса

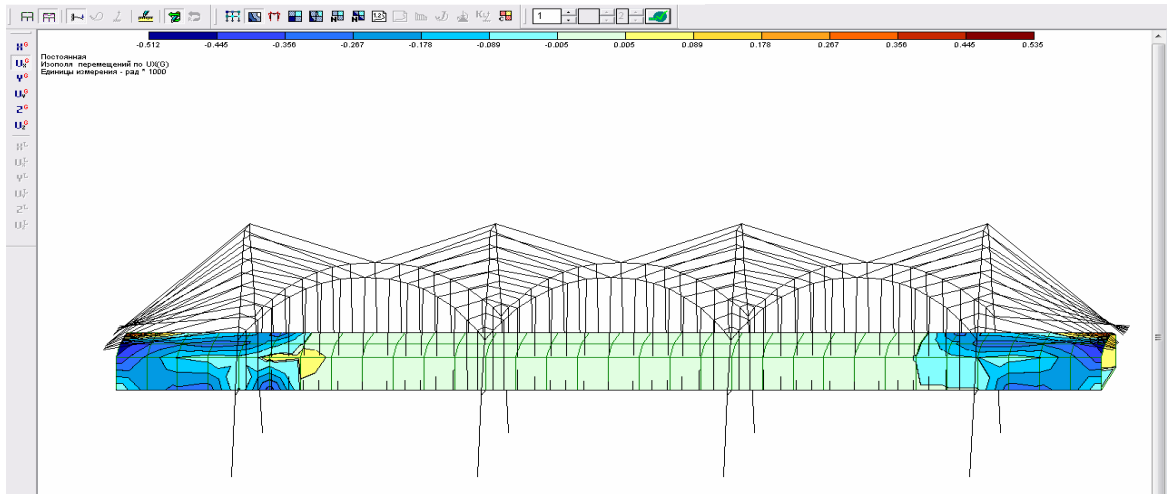


Рис. 4.117. Мозаика перемещений по UX от собственного веса

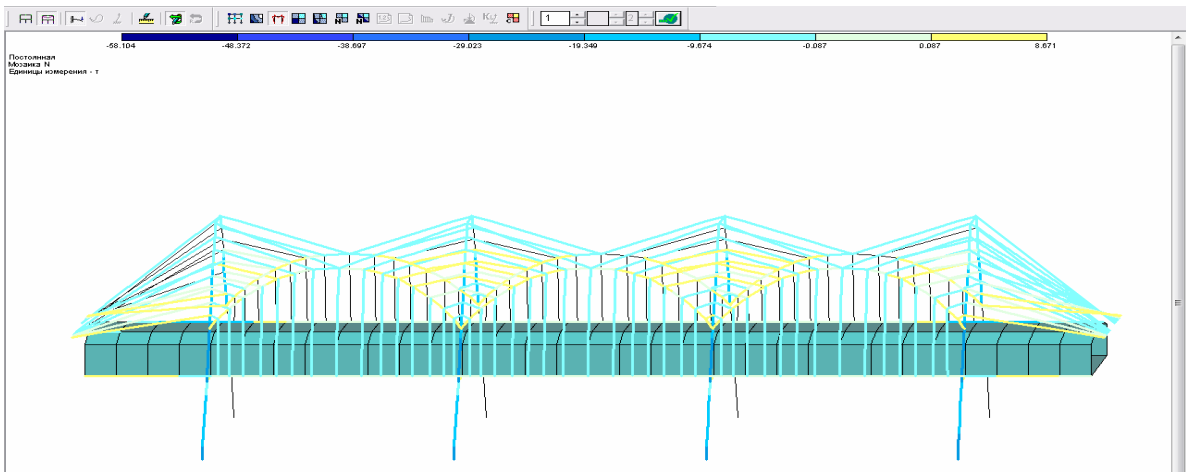


Рис. 4.118. Мозаика усилий N от собственного веса

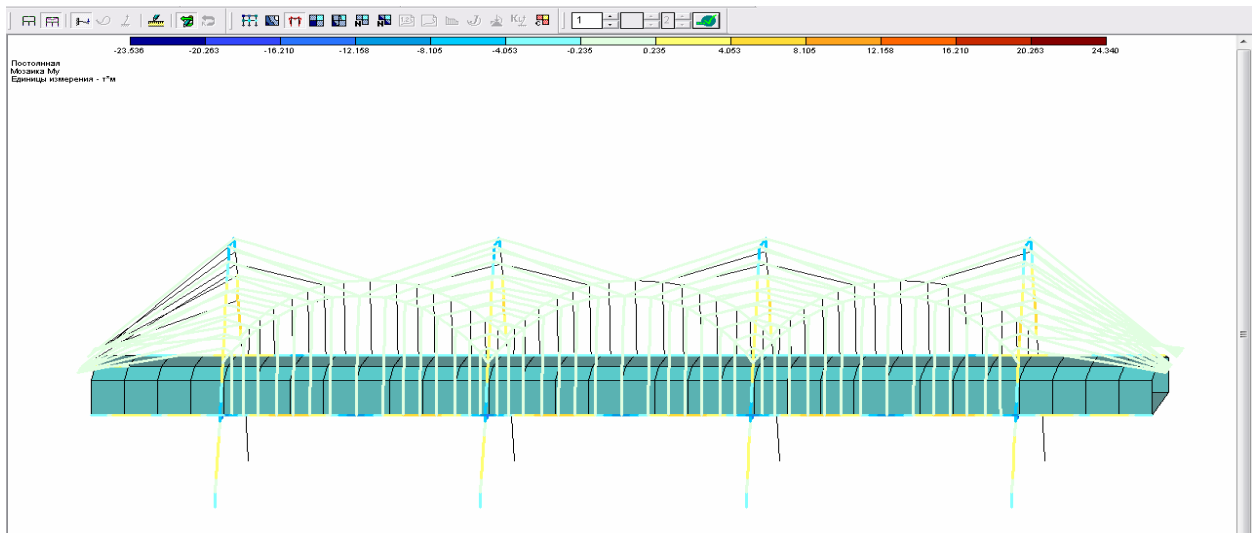


Рис. 4.119. Мозаика усилий M_u от собственного веса

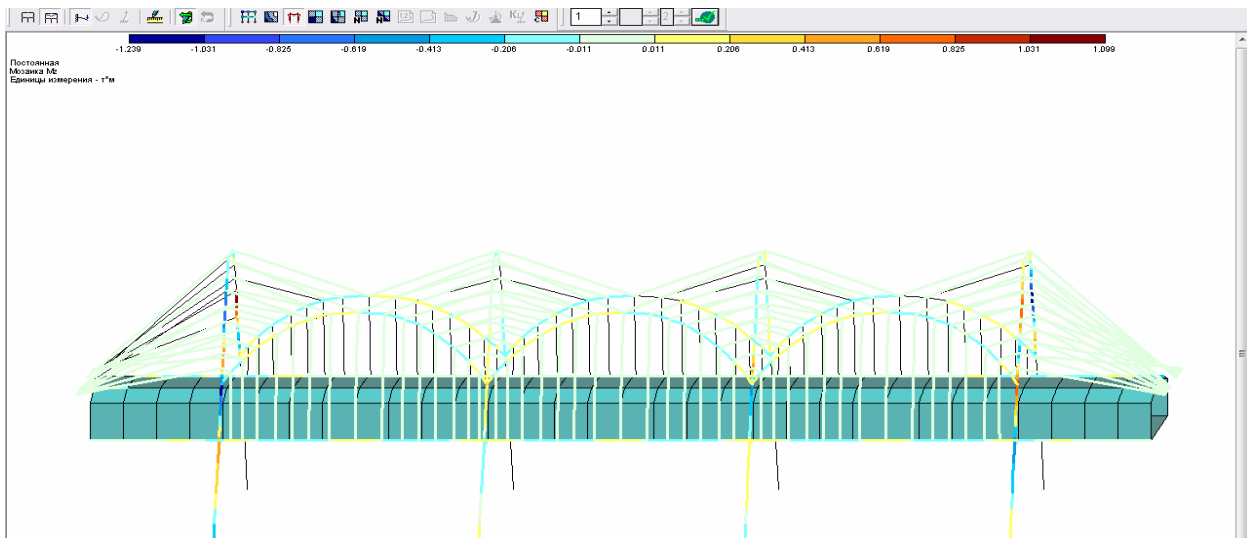


Рис. 4.120. Мозаика усилий M_z от собственного веса

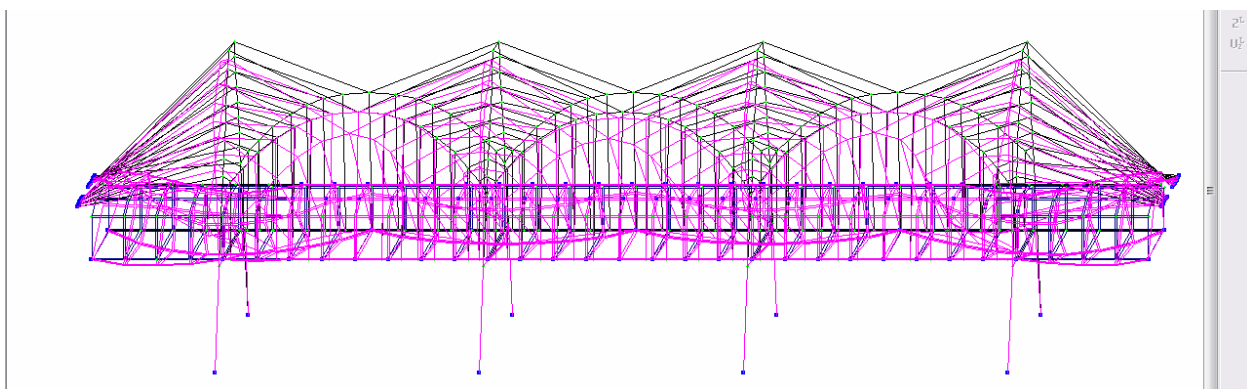


Рис. 4.121. Основная схема и деформация от подвижного состава

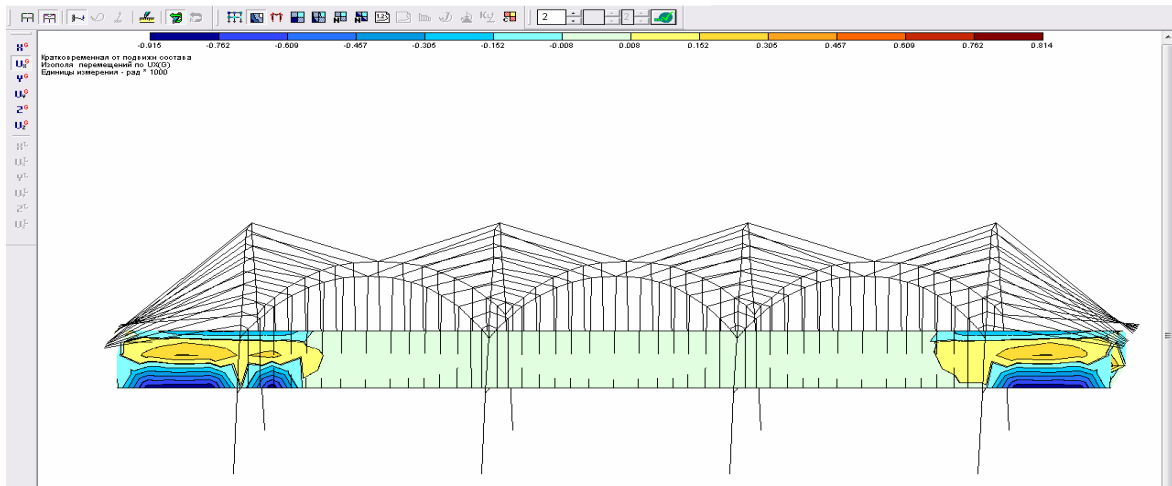


Рис. 4.122. Мозаика перемещений по U_X от подвижного состава

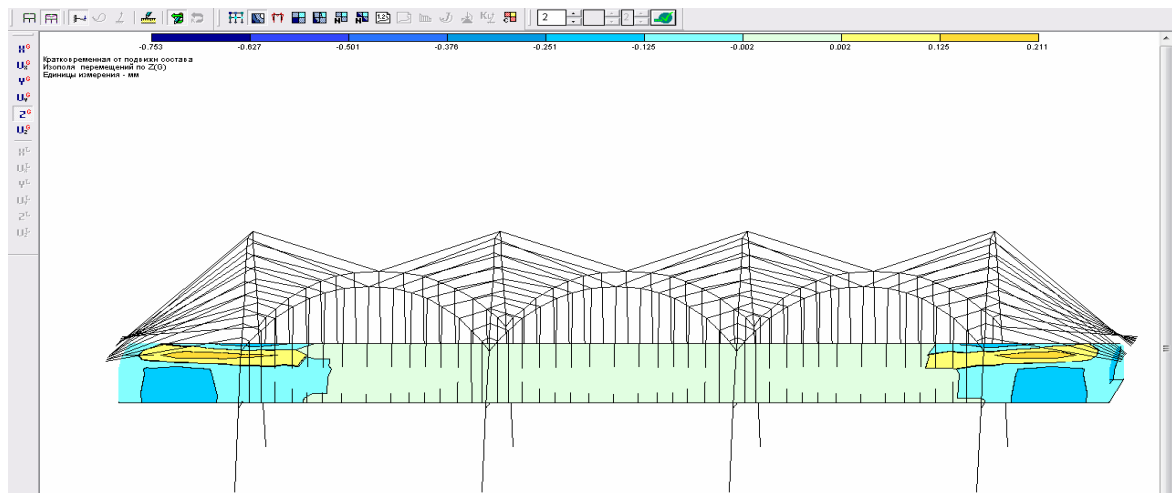


Рис. 4.123. Мозаика перемещений по Z от подвижного состава

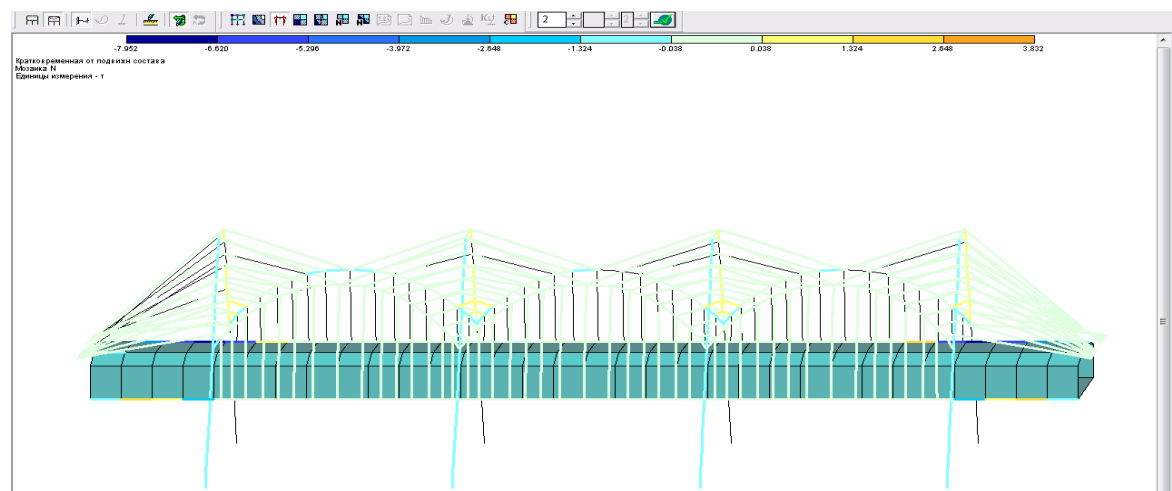


Рис. 4.124. Мозаика усилий N от подвижного состава

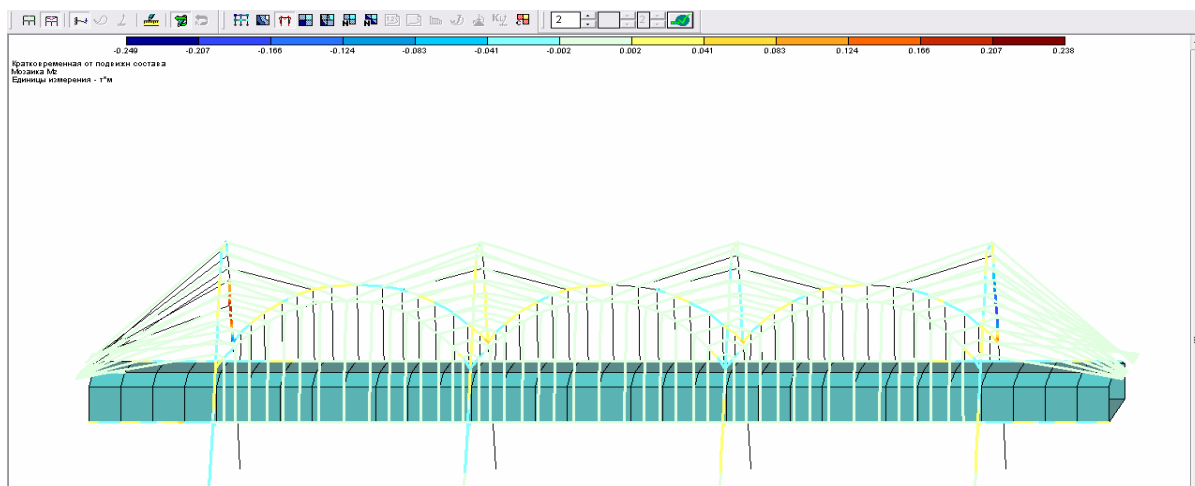


Рис. 4.125. Мозаика усилий M_z от подвижного состава

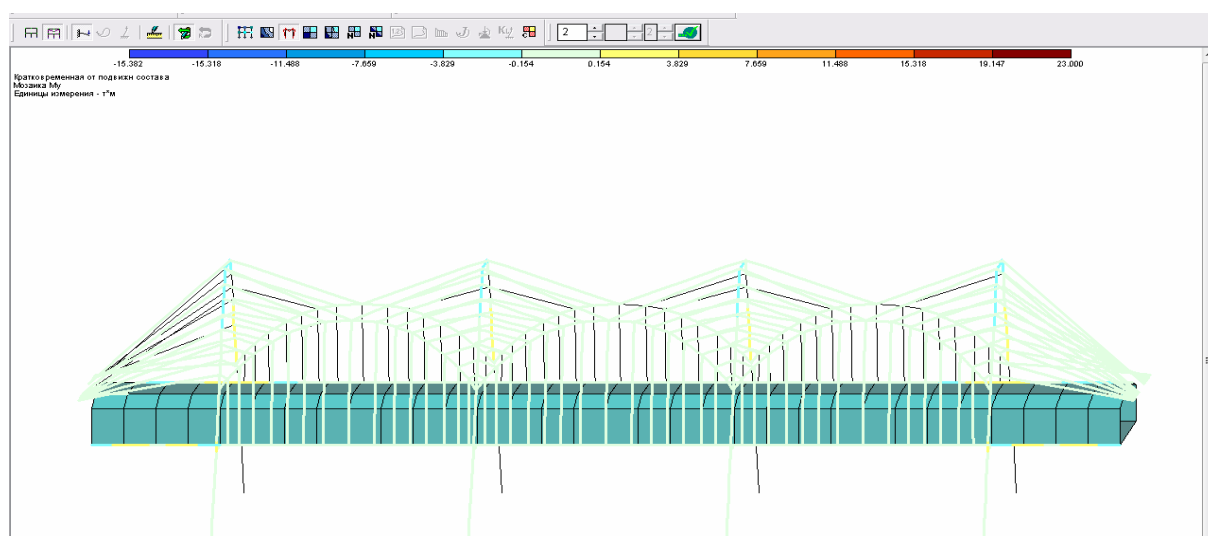


Рис. 4.126. Мозаика усилий M_y от подвижного состава

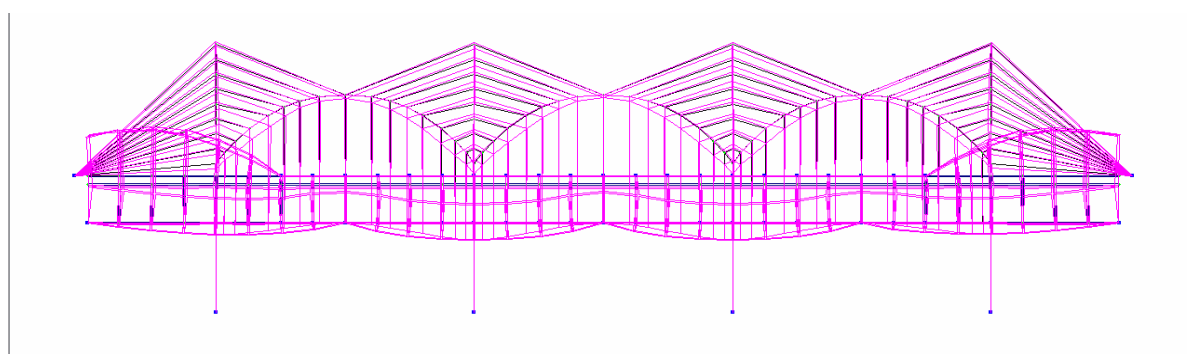


Рис. 4.127. Основная схема и деформация от ветра

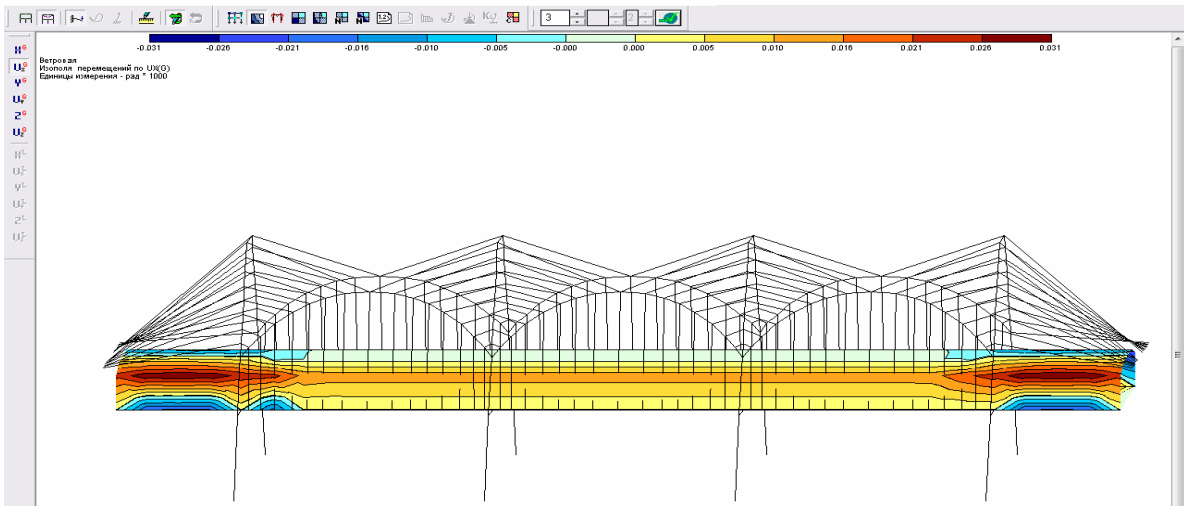


Рис. 4.128. Мозаика перемещений по UX от ветра

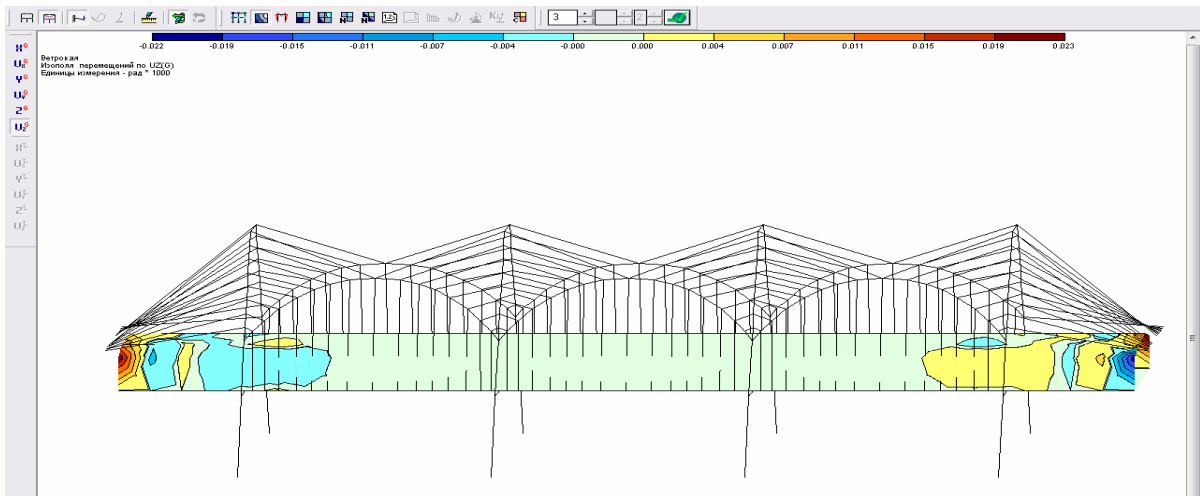


Рис. 4.129. Мозаика перемещений по UZ от ветра

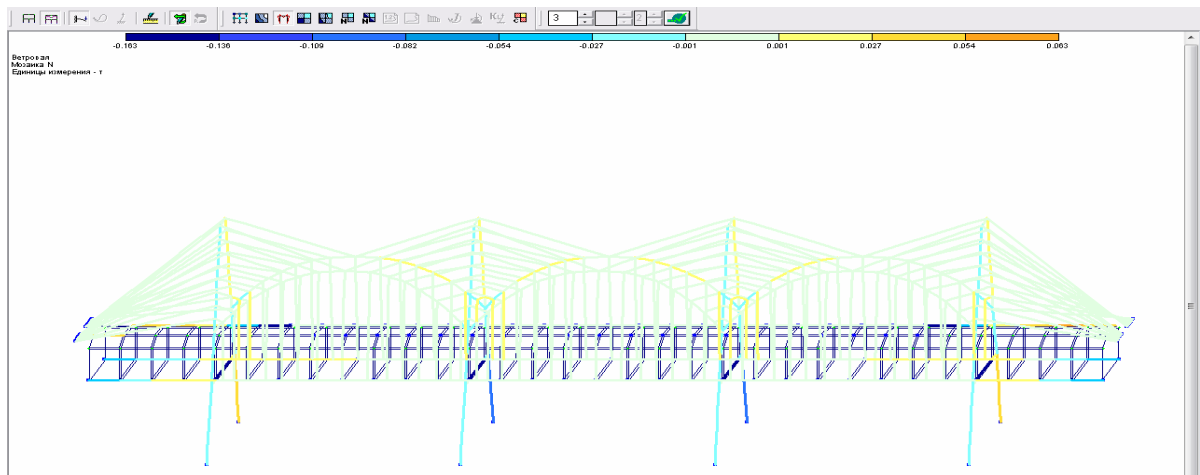


Рис. 4.130. Мозаика усилий N от ветра

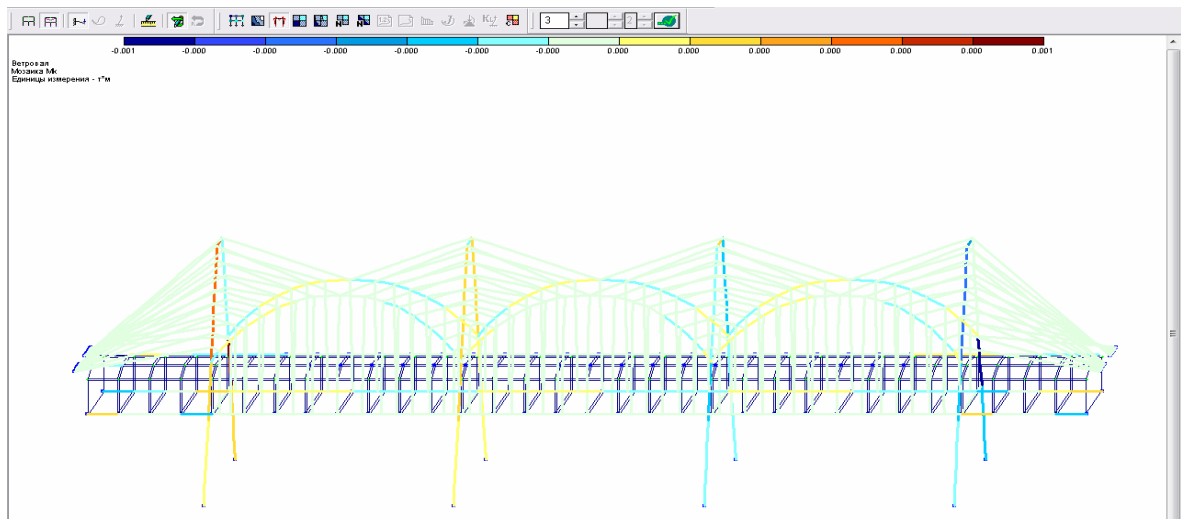


Рис. 4.131. Мозаика усилий Mk от ветра

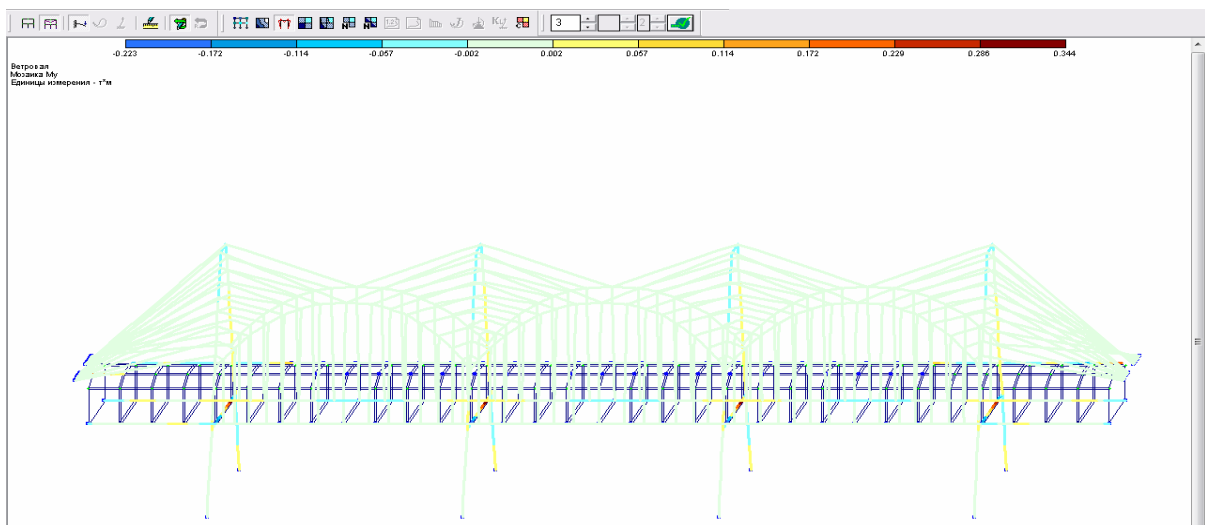


Рис. 4.132. Мозаика усилий Mu от ветра

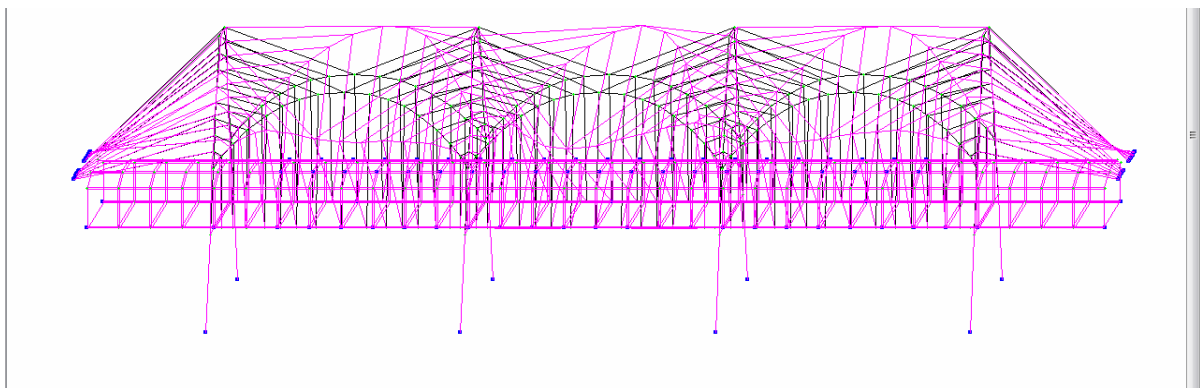


Рис. 4.133. Основная схема и деформация от сейсмических сил

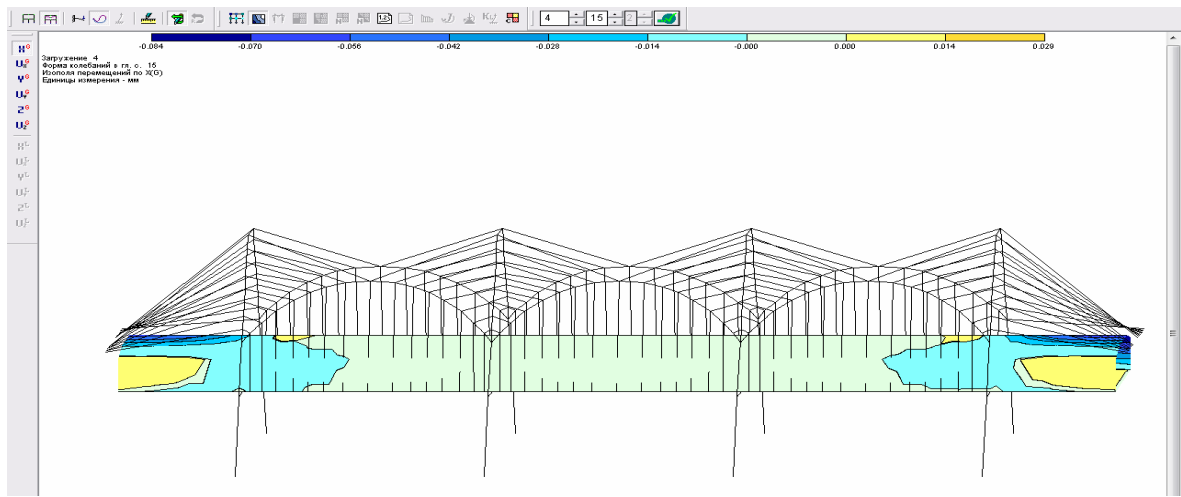


Рис. 4.134. Мозаика перемещений по X от сейсмических сил

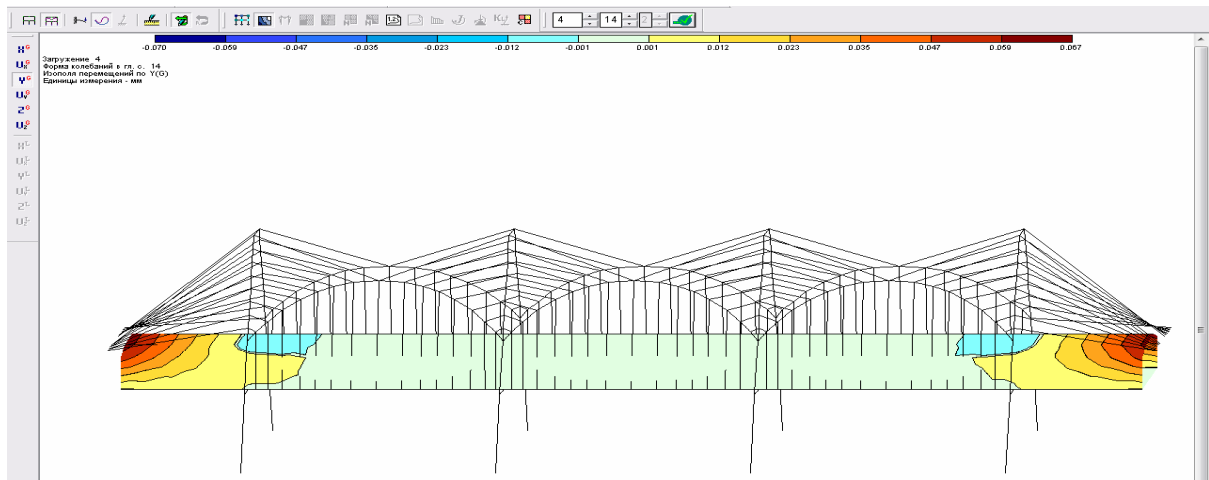


Рис. 4.135. Мозаика перемещений по Y от сейсмических сил

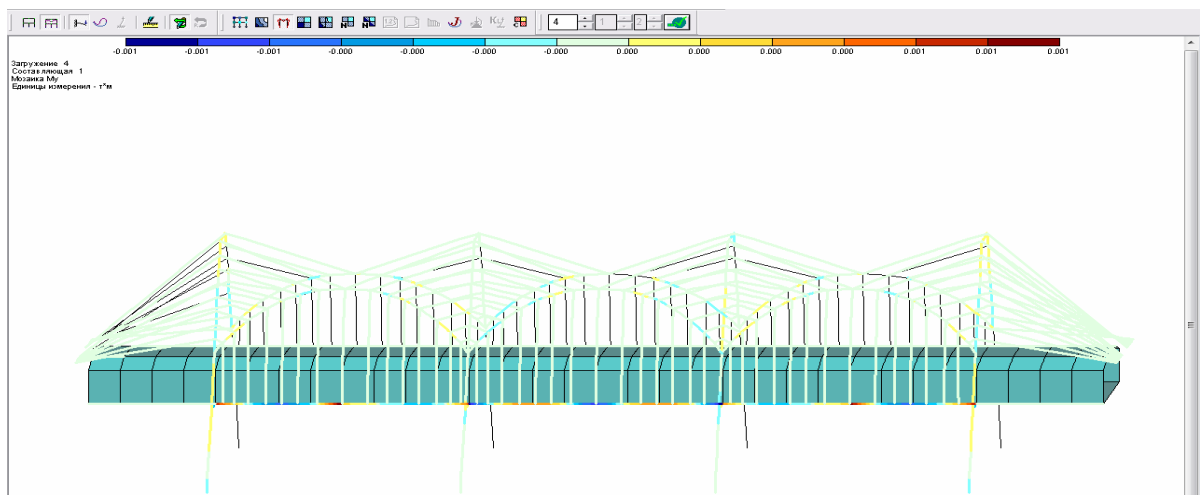


Рис. 4.136. Мозаика усилий M_y от сейсмических сил

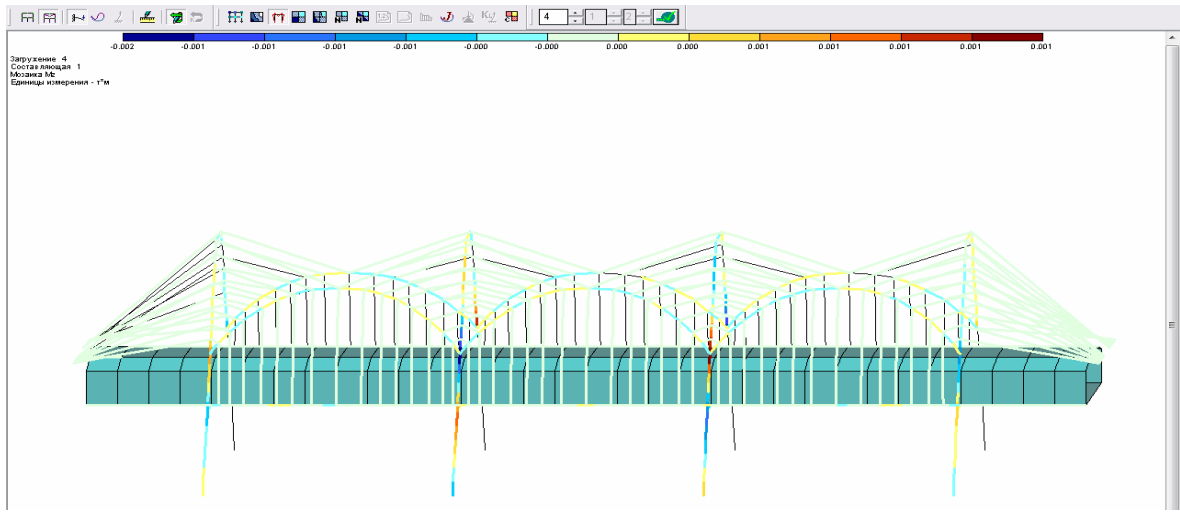


Рис. 4.137. Мозаика усилий M_z от сейсмических сил

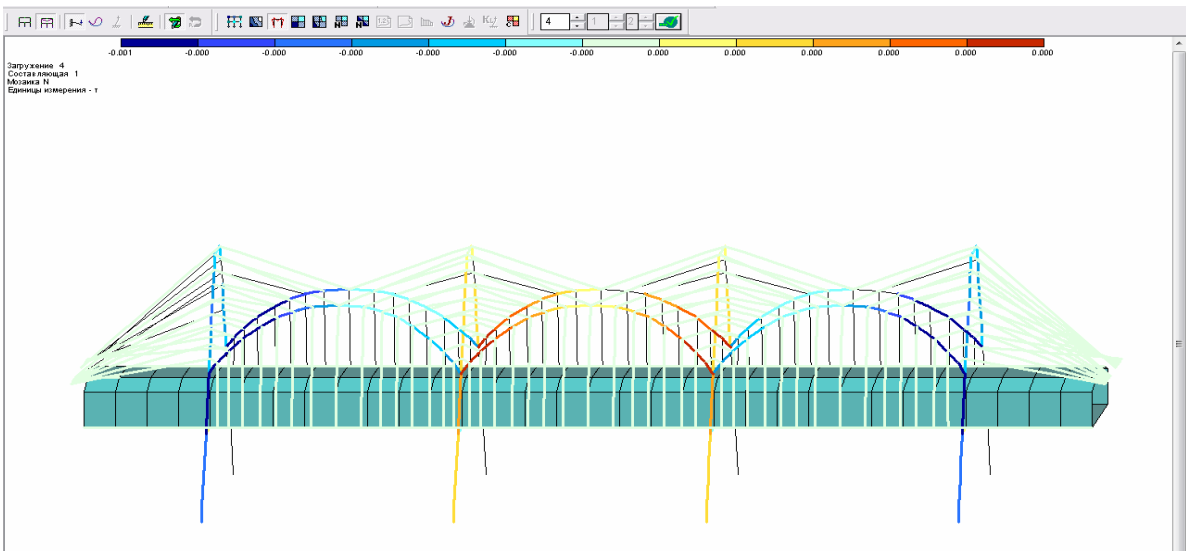


Рис. 4.138. Мозаика усилий N от сейсмических сил

Таблица 4.21.

Фрагменты узлов

Таблица узлов								
Файл Редактировать Опции								
Таблица узлов								
№ узла	Перемещения						№ загруз	Составл
	X (мм)	Y (мм)	Z (мм)	UX рад*1000	UY рад*1000	UZ рад*1000		
1	0.002	0.020	-0.328	-0.228	0.059	0.006	1	-
2	0.030	0.057	-0.381	-0.292	-0.009	0.010	1	-
3	0.022	0.012	-0.100	-0.407	0.000	-0.004	1	-
4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
6	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
7	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
8	0.005	0.050	-1.176	0.141	0.054	0.008	1	-
9	-0.161	0.001	-1.147	0.229	0.070	-0.007	1	-
10	-0.050	0.000	-0.477	0.316	0.020	0.005	1	-
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
12	0.044	0.065	-0.281	-0.323	-0.056	-0.016	1	-
13	-0.124	-0.010	-0.475	0.328	0.114	0.001	1	-
14	0.173	0.001	-0.847	0.369	-0.057	-0.003	1	-
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
16	0.001	-0.002	-0.635	0.111	-0.001	0.000	1	-
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
18	-0.031	0.023	-0.749	0.032	0.163	0.018	1	-
19	0.072	0.059	-1.375	0.166	0.001	0.001	1	-
20	0.164	0.007	-1.163	0.309	-0.070	0.008	1	-
21	0.128	-0.011	-0.479	0.328	-0.115	-0.002	1	-
22	0.031	0.023	-0.745	0.030	-0.162	-0.018	1	-
23	0.132	0.023	-1.339	0.203	0.045	-0.006	1	-
24	-0.049	-0.003	-0.316	0.298	0.068	-0.003	1	-
25	-0.029	0.001	-0.588	0.354	0.018	0.007	1	-
26	-0.051	0.000	-0.471	0.315	0.022	0.005	1	-
27	0.000	-0.002	-0.635	0.111	0.000	0.000	1	-
28	-0.070	0.058	-1.364	0.164	0.000	-0.001	1	-
29	-0.004	0.049	-1.168	0.141	-0.053	-0.008	1	-
30	-0.040	-0.448	-0.457	-0.305	-0.046	0.036	1	-
31	-0.041	-0.546	-1.131	-0.180	0.054	0.080	1	-
32	-0.109	-0.219	-1.329	-0.059	0.008	0.063	1	-
33	-0.215	0.055	-1.354	-0.026	-0.017	0.062	1	-
34	0.053	-0.263	-0.269	-0.191	0.047	-0.033	1	-
35	-0.475	1.135	-0.708	0.075	-0.024	0.155	1	-
36	-0.498	1.948	-0.254	0.149	-0.467	0.225	1	-
37	0.220	0.047	-1.365	-0.029	0.017	-0.064	1	-
38	-0.021	-0.556	-0.568	-0.369	-0.020	0.021	1	-
39	0.355	0.444	-1.164	-0.021	0.098	-0.117	1	-
40	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-
41	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1	-

Таблица 4.22.

Фрагмент усилий в элементах

Таблица усилий (пластины)														
Файл Редактировать Опции														
Таблица усилий (пластины)														
№ элем	Усилия (напряжения)											Тип элем	№ загруз	Составл
	Nx (т/м**2)	Ny (т/м**2)	Nz (т/м**2)	Txy (т/м**2)	Txz (т/м**2)	Mx (т)	My (т)	Mxy (т)	Qx (т/м)	Qy (т/м)	Rz (т/м**2)			
33	-8.893	-0.862	0.000	1.997	0.000	-0.126	0.121	-0.078	0.237	-0.057	0.000	41	1	-
34	19.828	3.134	0.000	1.904	0.000	0.206	0.432	-0.125	-0.023	0.044	0.000	41	1	-
35	24.533	1.647	0.000	2.443	0.000	0.179	0.555	-0.089	0.055	0.189	0.000	41	1	-
36	6.108	5.472	0.000	4.165	0.000	0.011	0.391	-0.200	-0.165	0.505	0.000	41	1	-
37	17.568	8.152	0.000	28.067	0.000	0.189	0.555	0.215	0.117	0.557	0.000	41	1	-
38	-4.031	-1.618	0.000	30.523	0.000	0.117	0.634	-0.110	-0.114	0.528	0.000	41	1	-
39	-14.674	-5.287	0.000	29.845	0.000	0.123	0.416	0.119	0.011	0.681	0.000	41	1	-
40	-40.463	-10.757	0.000	14.635	0.000	-0.042	0.176	0.283	-0.141	0.259	0.000	41	1	-
41	-15.477	-3.753	0.000	-5.442	0.000	-0.013	0.165	-0.218	0.119	0.220	0.000	41	1	-
42	-0.581	-0.835	0.000	-10.072	0.000	0.106	0.366	-0.048	-0.016	0.526	0.000	41	1	-
43	6.747	1.549	0.000	-8.118	0.000	0.080	0.393	-0.049	0.014	0.601	0.000	41	1	-
44	9.159	1.509	0.000	-3.390	0.000	0.068	0.275	0.070	-0.056	0.516	0.000	41	1	-
45	9.164	1.513	0.000	3.607	0.000	0.067	0.275	-0.070	0.056	0.515	0.000	41	1	-
46	6.730	1.559	0.000	8.332	0.000	0.081	0.392	0.050	-0.014	0.599	0.000	41	1	-
47	-0.556	-0.827	0.000	10.275	0.000	0.103	0.364	0.052	0.014	0.519	0.000	41	1	-
48	-15.808	-3.827	0.000	5.556	0.000	-0.013	0.163	0.212	-0.115	0.216	0.000	41	1	-
49	-15.804	-3.826	0.000	-5.554	0.000	-0.013	0.163	-0.212	0.115	0.216	0.000	41	1	-
50	-0.554	-0.826	0.000	-10.271	0.000	0.103	0.363	-0.052	-0.014	0.519	0.000	41	1	-
51	6.732	1.561	0.000	-8.327	0.000	0.081	0.392	-0.050	0.014	0.599	0.000	41	1	-
52	9.161	1.514	0.000	-3.603	0.000	0.067	0.275	0.070	-0.056	0.514	0.000	41	1	-
53	9.155	1.509	0.000	3.392	0.000	0.067	0.275	-0.071	0.056	0.515	0.000	41	1	-
54	6.747	1.550	0.000	8.120	0.000	0.080	0.393	0.049	-0.014	0.601	0.000	41	1	-
55	-0.578	-0.834	0.000	10.073	0.000	0.106	0.366	0.048	0.016	0.525	0.000	41	1	-
56	-15.481	-3.754	0.000	5.444	0.000	-0.013	0.165	0.218	-0.119	0.220	0.000	41	1	-
57	-39.438	-10.505	0.000	-14.273	0.000	-0.041	0.176	-0.282	0.141	0.258	0.000	41	1	-
58	-14.063	-6.850	0.000	-29.738	0.000	0.121	0.407	-0.112	-0.015	0.669	0.000	41	1	-
59	1.435	-0.835	0.000	-33.327	0.000	0.058	0.339	-0.050	-0.031	0.725	0.000	41	1	-
60	11.256	8.351	0.000	-27.551	0.000	0.130	0.264	-0.056	0.031	0.758	0.000	41	1	-
61	6.024	5.493	0.000	-4.142	0.000	0.010	0.384	0.192	0.164	0.497	0.000	41	1	-
62	24.523	1.653	0.000	-2.448	0.000	0.176	0.552	0.091	-0.052	0.188	0.000	41	1	-
63	19.535	3.131	0.000	-1.924	0.000	0.207	0.433	0.125	0.022	0.039	0.000	41	1	-
64	-9.366	-0.910	0.000	-2.051	0.000	-0.125	0.122	0.076	-0.236	-0.060	0.000	41	1	-
65	-27.339	-55.192	0.000	-53.291	0.000	-0.065	0.134	0.364	0.025	0.916	0.000	41	1	-
66	-25.367	6.288	0.000	-27.251	0.000	-0.051	-0.112	0.303	-0.094	0.526	0.000	41	1	-
67	-20.411	0.979	0.000	-2.097	0.000	-0.113	-0.316	0.160	0.011	0.276	0.000	41	1	-
68	-14.214	-1.295	0.000	19.515	0.000	-0.074	-0.400	0.102	-0.022	0.145	0.000	41	1	-
69	-11.364	0.907	0.000	33.196	0.000	-0.131	-0.671	0.148	-0.081	-0.003	0.000	41	1	-
70	-17.697	8.694	0.000	50.200	0.000	-0.333	-1.191	0.217	-0.157	-0.372	0.000	41	1	-
71	-26.229	15.637	0.000	54.420	0.000	-0.321	-1.280	-0.261	0.132	-0.372	0.000	41	1	-
72	-24.946	-39.875	0.000	65.463	0.000	-0.056	-0.623	-0.005	0.175	-0.193	0.000	41	1	-
73	-3.916	-39.099	0.000	-39.986	0.000	-0.052	-0.518	-0.085	-0.143	-0.115	0.000	41	1	-

4.6. Принятый метод моделирования

Существующие методы установления подобия, несмотря на их различия, основаны на соответствии модели и прототипа крайвым условиям дифференциальных уравнений. В работе /40/ подобие обеспечивается равенством безразмерных величин, имеющем определенный физический смысл. Иногда

эти величины являются именованными, так, например, известны числа Гука, Ньютона, Рейнольдса, Коши, Фруда и др. Обычно выбираются те критерии подобия, которые определяют задачу исследования.

Распространен метод установления законов подобия твердых тел, который основывается на непосредственном сопоставлении физических полей с использованием свойств гомогенных функций и разработан А.Г.Назаровым [40]. Поэтому для моделирования сейсмических процессов была использована теория подобия твердых деформируемых тел [2], по которой процессы статического и динамического деформирования твердых тел характеризуются следующими величинами: линейным размером – l , напряжением – δ , относительной деформацией – ε , плотностью материала – ρ и временем – t , а условия выражены так:

$$\begin{aligned} l_m &= \alpha l; \\ \delta_m &= \beta \delta; \\ \varepsilon_m &= \gamma \varepsilon; \\ \rho_m &= \delta \rho; \\ t_m &= \eta t \end{aligned} \tag{4.1}$$

где

$$\eta = \alpha \sqrt{\frac{\delta \gamma}{\beta}} \tag{4.2}$$

В зависимости от главной задачи исследования и технических возможностей реализации подобия можно пользоваться четырьмя из коэффициентов (4.1).

Задача эксперимента сводится к определению величин и характера деформаций защитных сооружений при различной степени интенсивности землетрясения.

Угол внутреннего трения грунтов основания и ускорения силы тяжести не моделируем

$$\begin{aligned} \varphi_m &= \varphi; \\ g_m &= g; \end{aligned} \tag{4.3}$$

Из (4.1) известно, что

$$E_m = \frac{\beta}{\gamma} E \tag{4.4}$$

С учетом (4.3) получим

$$E_m = \frac{\alpha^2 \delta}{\eta^2} E \quad (4.5)$$

Поскольку

$$W = A \frac{4\pi^2}{T^2} \quad (4.6)$$

где A – амплитуда, T – период колебаний, определяем

$$W_m = \frac{\gamma W}{\eta^2} \quad (4.7)$$

Сейсмическая платформа лучше обеспечивает моделирование характера сейсмических колебаний при $W_m = W$, т.е. $\eta^2/\alpha = 1$, тогда

$$\eta = \sqrt{\alpha} \quad (4.8)$$

Из (4.7) находим

$$E_m = \alpha \delta E \quad (4.9)$$

Примем $\delta = 1$, тогда

$$E_m = \alpha E \quad (4.10)$$

Расчетная продолжительность колебаний поверхности земли из акселерограмм разрушительных землетрясений принята равной одной минуте.

4.7. Сейсмическая платформа

Сейсмическая платформа Института механики и сейсмостойкости им. М.Т.Уразбаева АН Узбекистана, которая была использована при экспериментах, представляет собой сквозную металлическую конструкцию из несущих ферм пролетом 6,2 м и высотой 1,2 м со связями жесткости. Источником знакопеременной нагрузки служит вибратор ВВП-4, жестко закрепленный между фермами. Он имеет следующие технические характеристики:

- максимальная возмущающая сила – 140 Н;
- требуемая мощность электродвигателя – 10 кВт;
- максимальное число оборотов – 1500 об/мин;
- наибольший кинематический момент дебалансов – 5500 Нсм;
- грузоподъемность платформы – 250 кН;
- собственный вес – 38 кН.

Частота вынужденных колебаний платформы находится в зависимости от величины кинематического момента вибратора и ее изменение возможно только с изменением числа оборотов электродвигателя по схеме Леонардо. Диапазон изменения частоты – в пределах 4-20 Гц и регулируется с пульта управления вручную.

Амплитуда колебаний платформы меняется от 0,2 до 2,0 мм, зависит от массы образцов и инерционной силы, возбуждаемой вибратором.

Модель лавинозащитной галереи исследовалась в поперечном направлении (рис. 4.5.б). Это опасное направление сейсмической волны для дорожных искусственных сооружений. Для ограничения модели были дополнительно установлены ограждающие щиты.

Ускорение платформы подсчитывается по формуле

$$W = A4\pi^2\omega^2 \quad (4.11)$$

где A – амплитуда платформы; ω – частота платформы, Гц.

Коэффициент сейсмичности платформы равен

$$K_{ст} = W/g \quad (4.12)$$

При этом для 7-балльного землетрясения моделируется ускорение $W=500$ мм/с², для 8-балльного – $W=1000$ мм/с², для 9-балльного – $W=2000$ мм/с² /36/. Динамические характеристики записывались осциллографами Н-700, Н041, в качестве датчиков колебаний: ВЭГИК, ОСП-2МГ, С-5-С, СПМ-16, СМВ-30, ВВП-2, упругий элемент с наклеенным тензодатчиком с базисом – 25 мм и сопротивлением 200 Ом. Результаты проведенных экспериментов приведены в табл. 4.23.

Таблица 4.23.

Значения частот и амплитуд по записям осциллографов

Положение дебалансов сейсмо- платформы	ω	ω	ω	ω	ω	A	A	A	A	A	W	W	W	W	W
	Гц	Гц	Гц	Гц	Гц	см	см	см	см	см	см	см	см	см	см
1	4,3	4,8	5,8	7,2	7,3	0,3	0,4	0,47	0,58	0,7	587	687	912	1187	1475
2	3,2	4,8	5,5	6,1	7,3	0,3	0,6	0,63	0,77	0,9	575	1375	1625	2125	2312
3	2,7	3,3	4,2	4,7	5,5	0,5	0,8	1,16	1,32	1,6	563	1063	1375	1937	2563
4	2,4	3,3	3,8	4,4	4,6	0,7	1,0	1,44	1,49	1,7	700	1275	1603	2004	2475
5	2,2	2,8	3,3	4,2	4,8	0,5	1,0	1,16	1,7	1,9	526	1021	1312	2163	2788
6	2,2	2,7	3,0	4,2	4,9	0,6	1,8	1,23	1,8	1,9	680	1196	1369	2090	2943
7	2,0	3,1	3,7	4,3	4,6	0,8	1,4	1,75	1,95	2,2	818	1410	1892	2400	2830
8	1,9	2,6	3,4	3,9	4,4	0,6	1,3	1,76	1,76	2,0	548	1203	1365	2365	2678

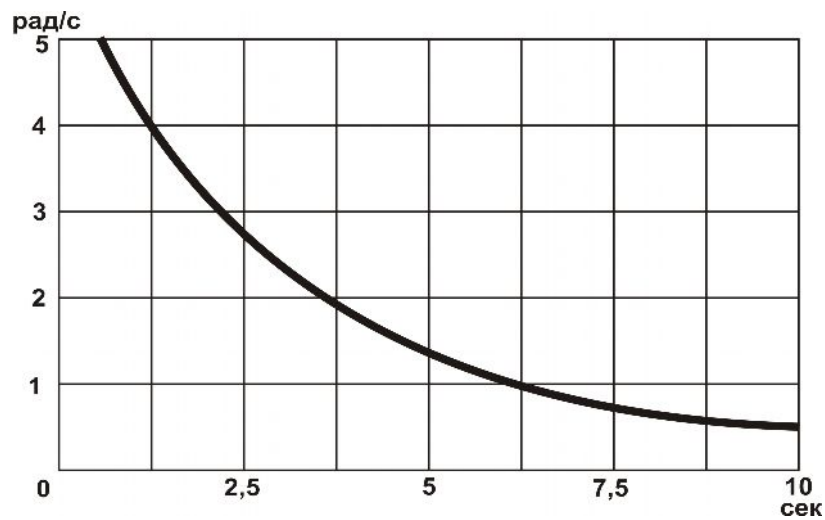


Рис. 4.139. График частотных характеристик собственных колебаний галереи-трамплин от сейсмических сил

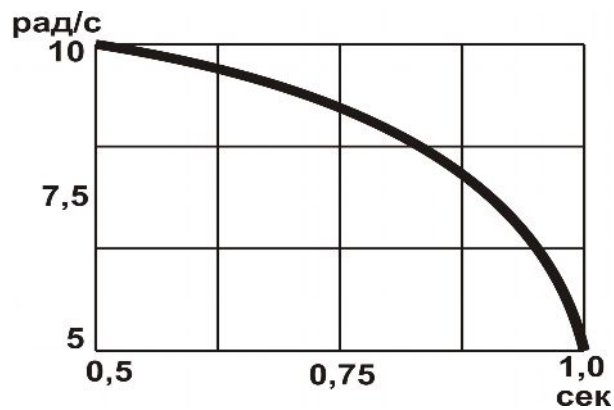


Рис. 4.140. График частотных характеристик собственных колебаний галереи с подвесным перекрытием от сейсмических сил

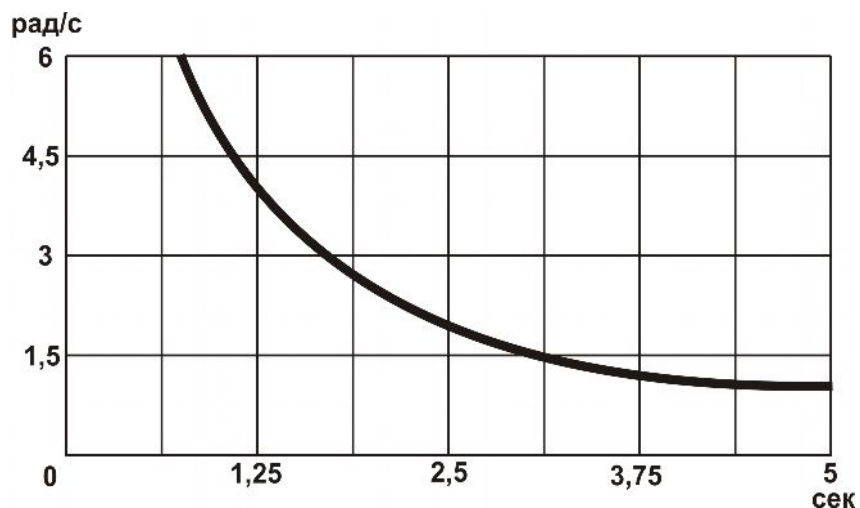


Рис. 4.141. График частотных характеристик собственных колебаний галереи-виадука от сейсмических сил

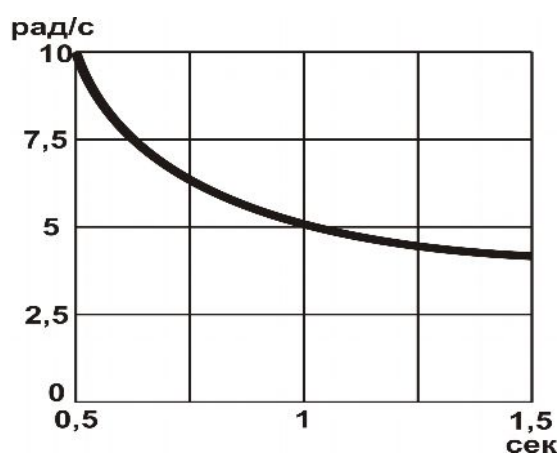


Рис. 4.142. График частотных характеристик собственных колебаний вантового тоннеля от сейсмических сил

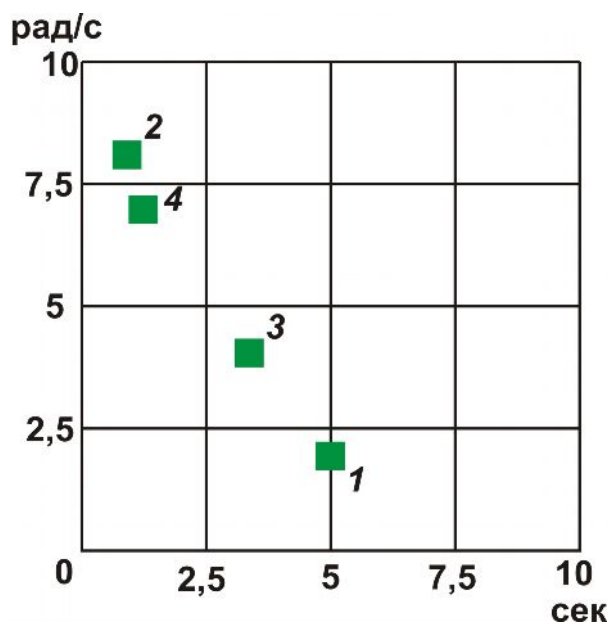


Рис. 4.143. Области частотных характеристик собственных колебаний предложенных сооружений от сейсмических сил

1 – галерея-трамплин; 2 – галерея с подвесным перекрытием; 3 – галерея-виадук; 4 – вантовый тоннель

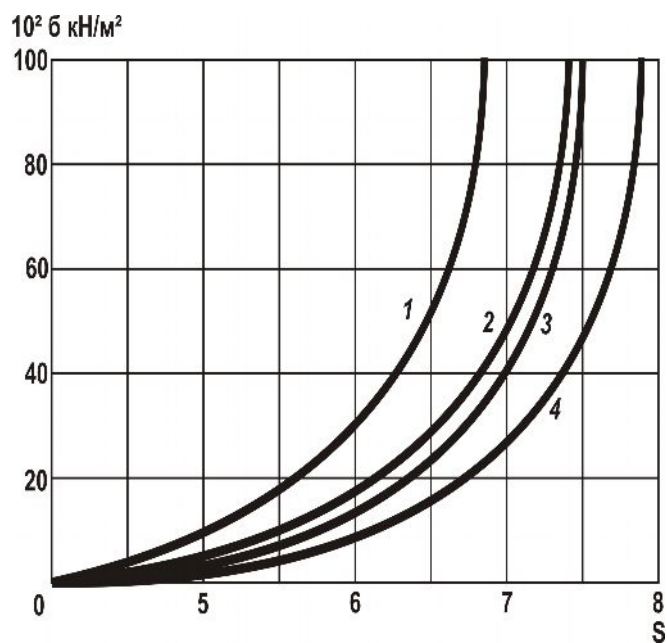


Рис. 4.144. График развития напряжений в конструкциях сооружений

1 – галерея-трамплин; 2 – галерея с подвесным перекрытием; 3 – галерея-виадук; 4 – вантовый тоннель

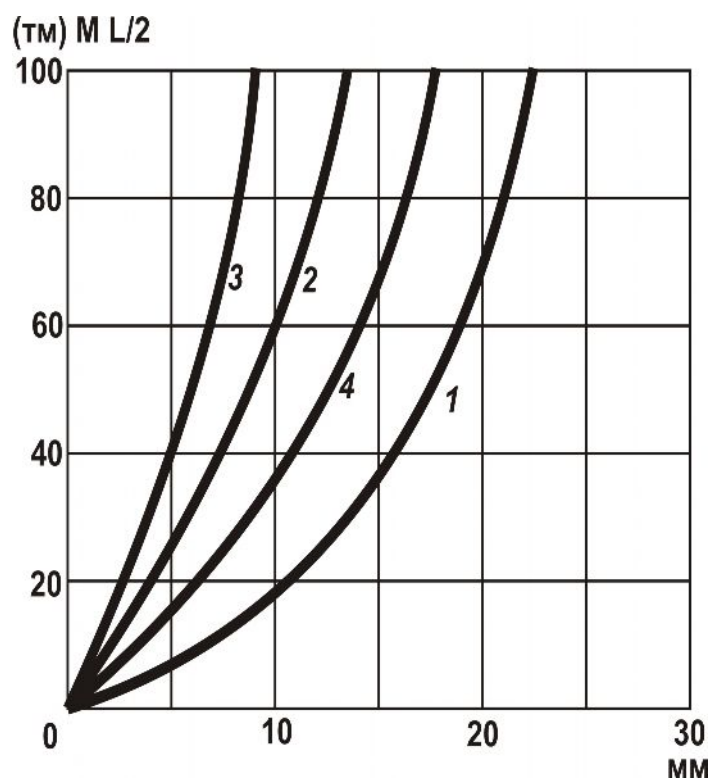


Рис. 4.145. График зависимости величины прогиба момента

1 – галерея-трамплин; 2 – галерея с подвесным перекрытием; 3 – галерея-виадук; 4 – вантовый тоннель

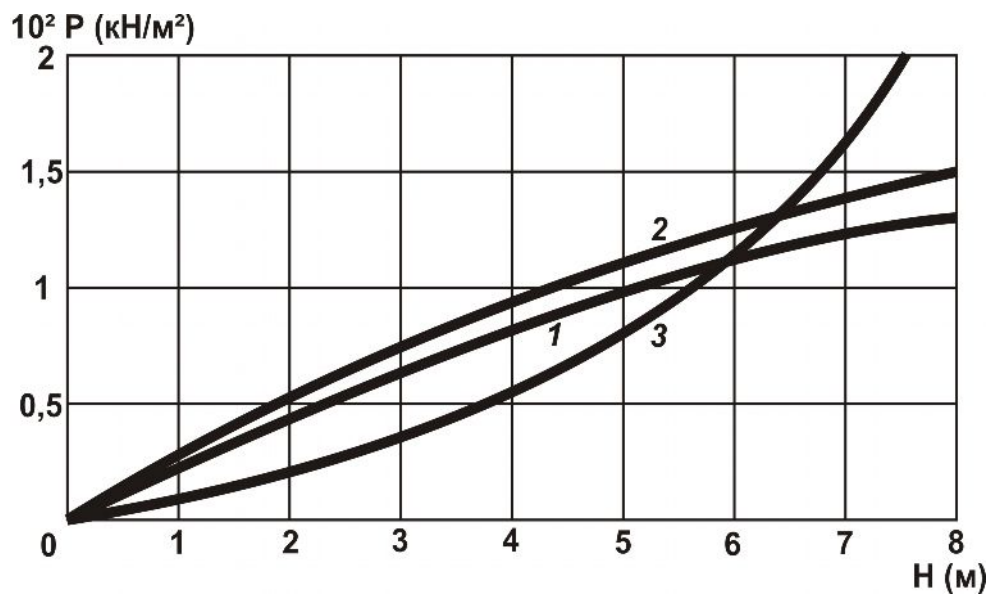


Рис. 4.146. График изменений активного давления грунта на подпорные стены
 1 – галереи-трамплин; галереи с подвесным перекрытием; на одиночный пилон галереи-виадук

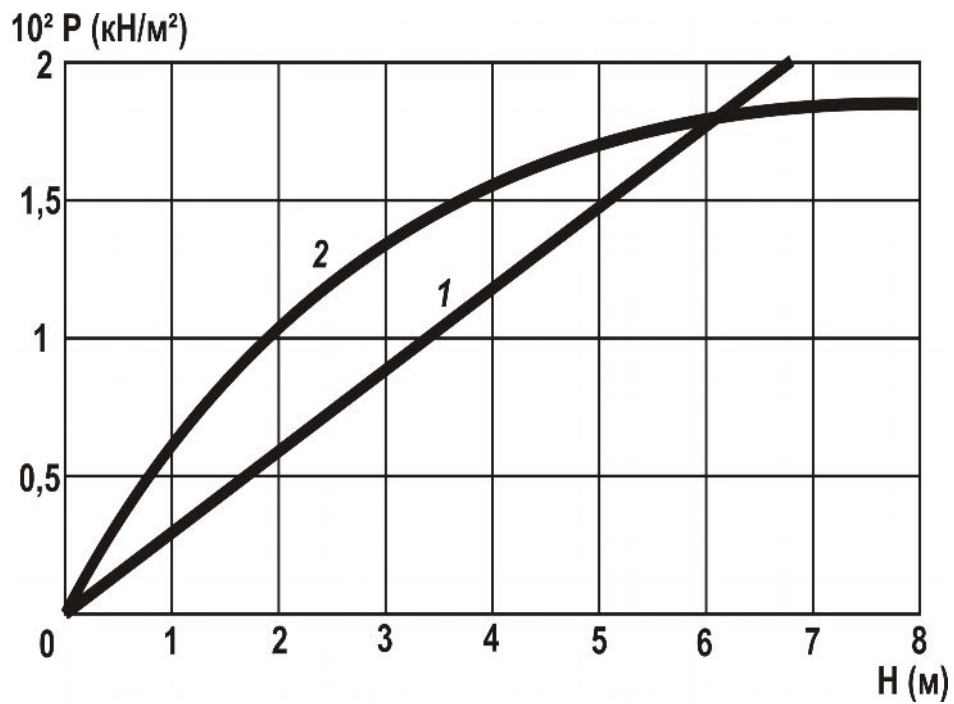


Рис. 4.147. График изменений активного давления грунта на вантовый тоннель
 1 – при действии подвижной нагрузки; 2 – при сейсмическом воздействии

ВЫВОДЫ по четвертой главе

В итоге анализа теории и критериев подобия, а также проведенных экспериментальных исследований можно озвучить следующие выводы:

1. Невозможно ожидание нового землетрясения с заморозкой проектных решений сооружений с целью подтверждения или опровержения принятых конструктивных решений вследствие объективных экономических требований. В этой связи:
2. следует осуществлять модельные экспериментальные исследования сооружений с принятыми конструктивными решениями. Но, отсюда вытекает первое:
3. в модельных экспериментальных исследованиях невозможно достичь тождественных критериев подобия реальным динамическим процессам и структурам сооружений и, второе:
4. модельные экспериментальные исследования дорогостоящи, когда по объективным экономическим причинам, нет возможности их проведения, следует:
5. проводить экспериментальные исследования в виртуальной окружающей среде при помощи соответствующего программного обеспечения. И снова необходимо сказать, что:
6. компьютерные симуляции тоже не дают соответствующего реальному, критерию подобия, как динамическим процессам, так и структурным строениям сооружений. Отсюда:
7. следует осуществлять проверку конструктивных решений сооружений и модельно, и при помощи компьютерной симуляции и, производить анализ проэкзаменированных в ретроспективе решений динамическими процессами.

ГЛАВА 5

АПРОКСИМАЦИЯ МЕТОДА КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ К ЧИСЛЕННОЙ МЕТОДИКЕ ЭКСПЕРИМЕНТОВ

5.1. Общие положения метода конечных элементов

Метод конечных элементов (МКЭ) — численный метод решения прикладных задач. Метод широко используется для решения задач механики деформируемого твердого тела, теплообмена, гидродинамики и динамики сооружений.

С точки зрения вычислительной математики идея метода конечных элементов заключается в том, что минимизация функционала вариационной задачи осуществляется на совокупности функций, каждая из которых определена на своей подобласти для численного анализа системы и позволяет рассматривать его как одну из конкретных ветвей диакоптики — общего метода исследования систем путем их расчленения.

Возникновение метода конечных элементов связано с решением задач космических исследований в 1950-х годах (идея МКЭ была разработана советскими учеными еще в 1936 году, но из-за неразвитости вычислительной техники метод не получил развития). Этот метод возник из строительной механики и теории упругости, а уже затем было получено его математическое обоснование. Существенный толчок в своем развитии МКЭ получил в 1963 году после того, как было доказано, что его можно рассматривать как один из вариантов распространенного в строительной механике метода Рэлея–Ритца, который путем минимизации потенциальной энергии сводит задачу к системе линейных уравнений равновесия. После того, как была установлена связь МКЭ с процедурой минимизации, он стал применяться к задачам, описываемым уравнениями Лапласа или Пуассона. Область применения МКЭ значительно расширилась, когда было установлено (в 1968 году), что уравнения, определяющие элементы в задачах, могут быть легко получены с помощью вариантов метода взвешенных невязок, таких как метод Галеркина или метод наименьших квадратов. Это сыграло важную роль в теоретическом обосновании МКЭ, так как позволило применять его при решении многих типов дифференциальных уравнений. Таким образом, метод конечных элементов превратился в общий метод численного решения дифференциальных уравнений или систем дифференциальных уравнений.

С развитием вычислительных средств возможности метода постоянно расширяются, также расширяется и класс решаемых задач. Практически все современные расчеты на прочность проводят, используя метод конечных элементов.

Реализованный вариант МКЭ использует принцип возможных перемещений

$$a(u, v) = (f, v) \quad (5.1)$$

где u - искомое точное решение; v - любое возможное перемещение; $a(u, v)$, (f, v) - возможные работы внутренних и внешних сил.

Занимаемая конструкцией область разбивается на конечные элементы Ω_r , назначаются узлы и их степени свободы L_i (перемещения и углы поворота узлов).

Степеням свободы соответствуют базисные (координатные, аппроксимирующие) функции μ_i , отличные от нуля только на соответствующих звездах элементов и удовлетворяющие равенствам

$$L_j \mu_i = \begin{cases} 1, & i = j \\ 0, & i \neq j \end{cases} \quad (5.2)$$

Приближенное решение U_h ищется в виде линейной комбинации базисных функций

$$U_h = \sum_{i=1}^N u_i \mu_i, \quad (5.3)$$

удовлетворяющей главным (кинетическим) условиям,

где u_i - числа; N - количество степеней свободы.

Далее излагается МКЭ для линейных задач, поскольку решение нелинейных задач сводится к последовательности линейных.

Подставляя в (5.1) U_h вместо U и μ_j ($j=1, \dots, N$) вместо V , получим систему уравнений МКЭ:

$$\sum_{i=1}^N u_i a(\mu_i, \mu_j) = (f, \mu_j), \quad i=1, \dots, N \quad (5.4)$$

Обозначив K - матрицу жесткости с элементами $k_{i,j} = \alpha(\mu_i, \mu_j)$, P - вектор нагрузок, с элементами $P_i = (f, \mu_i)$ и X - искомый вектор с элементами u_i , запишем систему (5.4) в матричной форме

$$KX = P \quad (5.5)$$

Таким образом, применение МКЭ сводит задачу к системе линейных

алгебраических уравнений (5.5).

Решив ее, находим вектор X , затем из (5.3) - остальные компоненты напряженно-деформированного состояния.

Важным преимуществом излагаемого метода является то, что матрицу K и вектор P получают суммированием соответствующих элементов матриц жесткости и векторов нагрузок, построенных для отдельных конечных элементов.

Для МКЭ в перемещениях известны условия сходимости и оценки погрешности. Условиями сходимости являются линейная независимость и полнота системы базисных функций, а также их совместность (конформность), либо условия, компенсирующие несовместность. Совместность означает, что все базисные функции являются возможными перемещениями. Линейная независимость следует из (5.2). Известны легко проверяемые условия, позволяющие установить полноту базисных функций, их совместность или выполнение условий, компенсирующих несовместность. Эти условия имеют вид равенств, которым должны удовлетворять базисные функции на каждом конечном элементе. Такая теоретическая основа позволяет не только исследовать корректность применения известных конечных элементов, но и разработать принципы конструирования новых совместных и несовместных элементов и получить для них оценки погрешности.

5.2. Расчет на динамические воздействия

Задача динамического расчета формулируется, как и в статическом случае, в виде вариационного равенства

$$b\left(\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, v\right) + c\left(\frac{\partial u}{\partial t}, v\right) + a(u, v) = (f(t), v), t > 0 \quad (5.6)$$

$$u(0) = u^0, \quad \partial u / \partial t(0) = u^1,$$

где $u_i = u(t)$ - точное решение; $b(u, v)$, $c(u, v)$ - возможные работы инерционных и демпфирующих сил, u^0, u^1 - начальные значения перемещения и скорости.

Остальные обозначения те же, что и в статической задаче.

Реализован метод решения динамической задачи, заключающийся в сочетании МКЭ с разложением по формам собственных колебаний.

$$u_h = \sum_{i=1}^N u_i(t) \mu_i, \quad (5.7)$$

где: $u_i(t)$ - скалярные функции; μ_i - базисные функции соответствующей статической задачи.

Подставив в (5.6) U_h вида (5.7) вместо U и μ_j ($j=1, \dots, N$) вместо V , получим систему обыкновенных дифференциальных уравнений

$$M \frac{d^2 x(t)}{dt^2} + C \frac{dx(t)}{dt} + Kx(t) = P(t), \quad (5.8)$$

где $x(t)$, x^0 , x^1 - векторы с элементами $X_i(t) = u_i(t)$, $x_i^0 = L_i U^u$, $x_i^1 = L_i U^l$, M и C - матрицы масс и демпфирования с элементами $m_{i,j} = b(\mu_i, \mu_j)$, $c_{i,j} = c(\mu_i, \mu_j)$.

Матрица жесткости K и вектор нагрузок $P(t)$ определяются, как и для статической задачи. Этот метод известен как полудискретная аппроксимация. Его погрешность (разность между U и U_h) по потенциальной и кинетической энергии оценивается как в совместном, так и в несовместном случаях величиной, пропорциональной h^τ .

Систему (5.8) решаем методом разложения по формам собственных колебаний.

Пусть λ_i , φ_i $\langle M \varphi_i, \varphi_i \rangle = 1$, решение задачи на собственные значения

$$K\varphi = \lambda M\varphi. \quad (5.9)$$

Задача на собственные значения (5.9) решается методом итерации подпространств.

Полагая в $x(t) = \sum_{i=0}^N y_i(t) \varphi_i$ из ортогональности функции φ_i получим (при

определенных предположениях относительно матрицы C), что система (5.8) распадается на независимые уравнения относительно $y_i(t)$:

$$\frac{d^2}{dt^2} y_i(t) + 2\xi_i \omega_i \frac{d}{dt} y_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = P_i(t), t > 0,$$

$$y_i(0) = y_i^0, \quad \frac{dy_i}{dt}(0) = y_i^1, \quad (5.10)$$

где $\omega = \lambda_i^{-0.5}$, $0 < \xi_i < 1$, $P_i(t) = \langle P(t), \varphi_i \rangle$, $y_i^0 = \langle x^0, M\varphi_i \rangle$, $y_i^1 = \langle x^1, M\varphi_i \rangle$

Решение уравнения (5.10) имеет вид:

$$y_i = e^{-\xi_i \omega_i t} \left(\frac{y_i^1 + y_i^0 \xi_i \omega_i}{\omega_i} \sin \varpi_i t + y_i^0 \cos \varpi_i t \right) + \frac{1}{\omega_i} \int_0^t P_i(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin \varpi_i (t-\tau) d\tau,$$

где $\varpi_i = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}$.

Векторы инерционных сил $S_i(t)$ вычисляются по формуле

$$S_i(t) = \omega_i^2 y_i(t) M \varphi_i. \quad (5.11)$$

В расчетах используются величины

$$S_{i,0} = \max_t \left\{ \omega_i^2 y_i(t) \right\} \quad (5.12)$$

- Для ветровой нагрузки $S_{i,0} = w_n \gamma_i$,

где w_n - нормативное значение ветровой нагрузки, γ_i - коэффициент динамичности, зависящий от ω_i , ξ_i и скорости ветра.

- Для сейсмической нагрузки $S_{i,0} = A \beta_i$,

где A - относительная величина ускорения, β_i - коэффициент динамичности, зависящий от ω_i и ξ_i .

- Для импульсивной и ударной нагрузок $\left(t_0 \leq 2.5 \frac{2\pi}{\omega_i} \right)$

$$S_{i,0} = \varepsilon_i \overline{P_i} \psi \quad (5.13)$$

где ε_i , зависит от t_0 , $\omega_i t_0$ - время действия импульса; ψ - учитывает периодичность действия нагрузки;

$$\overline{P_i} = \begin{cases} \int_0^t P_i(\tau) d\tau - \text{для импульса} \\ M_0 v_0 (1 + \nu) - \text{для удара} \end{cases}, \quad (5.14)$$

где M_0 , v_0 - масса и скорость ударяющего тела; ν - коэффициент восстановления формы соударяющихся тел.

Коэффициент ψ зависит от того, являются ли колебания установившимися

$\left(n > \frac{\pi}{4\xi_1} \right)$ или неустойчившимися $\left(n < \frac{\pi}{4\xi_1} \right)$, где n - число повторении импульсов.

- Для гармонической нагрузки $P_{i,1} \cos \theta t + P_{i,2} \sin \theta t$ вычисляются суммарные по всем формам инерционные силы S_1 и S_2 , соответствующие косинусоидальной (действительной) и синусоидальной (мнимой) составляющим:

$$S_1 = \sum_i a_i M \varphi_i, S_2 = \sum_i b_i M \varphi_i,$$

$$\text{где } a_i = \frac{P_{i,1} \chi_i - P_{i,2} \xi_i \alpha_i}{\chi_i^2 + \alpha_i^2}, b_i = \frac{P_{i,2} \chi_i + P_{i,1} \xi_i \alpha_i}{\chi_i^2 + \alpha_i^2}, \quad (5.15)$$

$$\alpha_i = \frac{\theta}{\omega_i}, \chi_i = 1 - \alpha_i^2. \quad (5.16)$$

$$\text{Тогда } \max \left| \sum_i S_i(t) \right| = \sqrt{S_1^2 + S_2^2} \quad (5.17)$$

В перечисленных выше вариантах воздействий возможно точное вычисление $y_i(t)$. В остальных случаях решения $y_i(t)$ находим численно.

В частности, при расчете на сейсмическую нагрузку по акселерограмме в каждый момент времени t_k задается вектор $P_k = P(t_k)$. Тогда в (5.10) имеем $P_{i,k} = P_i(t_k)$.

Далее уравнения (5.10) решаются методом конечных разностей по схеме Ньюмарка. Получаем значения перемещений $y_{i,k} = y_i(t_k)$ и инерционных сил $S_{i,k} = S_i(t_k)$, по которым вычисляется

$$S_{i,0} = \max_k \left\{ \omega_i^2 y_i(t_k) \right\}. \quad (5.18)$$

При расчетах на сейсмические воздействия применяют метод спектра ответов. Расчет заключается в том, чтобы при заданной функции $S_0(\omega)$, обычно кусочно-линейной, вычислить линейной интерполяцией значения $S_0(\omega_i)$. Функция $S_0(\omega)$ может быть представлена графиками спектров ускорений, скоростей или перемещений.

Реализованы следующие модули расчета на динамические воздействия:

Модуль 20 - сейсмическое воздействие по СНиП II-7-81;

Модуль 30 - сейсмическое воздействие по СНиП II-7-81

с изменениями на 01.01.1996 года;

Модуль 35 - сейсмическое воздействие по СНиП II-7-81

с изменениями на 01.01.2000 года;

Модуль 27 - сейсмическое воздействие по акселерограмме;
Модуль 32 - сейсмическое воздействие по СНРА II-2.02-94 (Армения);
Модуль 33 - сейсмическое воздействие по нормам
КМК 2.01.03-96 (Узбекистан);
Модуль 40 - сейсмическое воздействие по NF P 06-013 (Франция);
Модуль 41 - сейсмическое воздействие по методу спектра ответов;
Модуль 42 - сейсмическое воздействие по IBC-2000 (США);
Модуль 21 – ветровое воздействие с учетом пульсации
по СНиП 2.01.07-85;
Модуль 22 – импульсивное воздействие;
Модуль 23 – ударное воздействие;
Модуль 24 – гармонические колебания;
Модуль 28 – гармонические колебания с учетом частотных зон;
Модуль 100 – модальный анализ.

5.3. Суперэлементное моделирование с помощью программного комплекса «Ли́ра»

В ПК «ЛИРА» реализована возможность работы с суперэлементной расчетной моделью. На количество неизвестных не налагается никаких ограничений. Выбор разбивки схемы на суперэлементы или только на конечные элементы остается за пользователем.

Использование суперэлементов целесообразно в следующих основных случаях:

- предполагаемая размерность задачи при конечно-элементной разбивке превосходит возможности компьютера (память, быстродействие, плохая обусловленность матрицы);
- в задаче содержится большое количество идентичных конструктивных элементов (панели, объемные блоки и т.п.);
- в задаче присутствуют типовые конструктивные элементы, которые уже были сформированы для ранее рассчитанных объектов;
- в задаче имеет место локальное сосредоточение нелинейно деформируемых элементов.

Часто встречается ситуация, когда задача содержит несколько разнородных

объектов, которые различаются по материалу, по набору конечных элементов, по геометрии и т.п. Это может, например, быть силосный комплекс, связанный галереями и опирающийся на плиту на упругом основании. Представление такого объекта в виде конечно-элементной схемы приводит к очень большой размерности задачи, а расчленение его на суперэлементы может существенно ее уменьшить. В этом случае расчетная модель может состоять из трех типов суперэлементов: первый - плита на упругом основании, второй - силосная башня и третий - конструкция галереи.

Применение суперэлементов требует определенного навыка, поэтому рекомендуется осваивать работу с ними только после подробного ознакомления со всеми другими возможностями ПК «ЛИРА».

При использовании суперэлементной модели конструкции, основная расчетная схема расчленяется на несколько расчетных схем, которые называются схемами суперэлементов. Узлы стыковки суперэлементов с основной схемой называются суперузлами (рис. 5.1).

Алгоритм решения задачи с применением метода суперэлементов (МСЭ) основывается на следующей идеологии: пусть исследуемый объект расчленен на S подсхем (суперэлементов), которые объединяются в общую основную схему при помощи N_0 узлов (суперузлов).

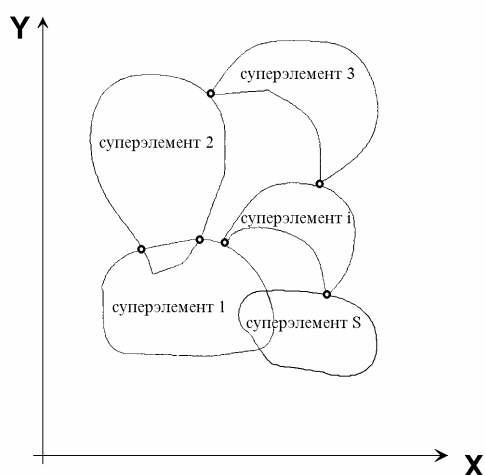


Рис. 5.1. Суперузлы

Если через N_1 обозначить количество внутренних узлов первого суперэлемента, через N_2 - узлов второго и т.д., а затем пронумеровать суперузлы, то система уравнений примет вид, показанный на рис. 5.2:

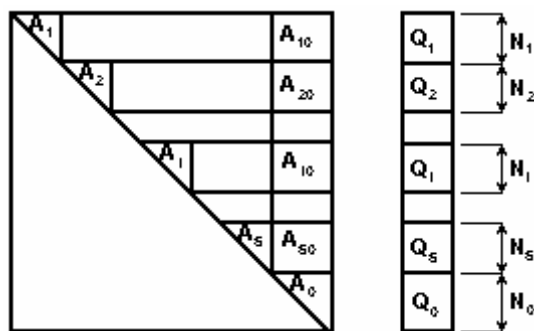


Рис.5.2. Система уравнений

Решение задачи в такой постановке можно провести двумя способами: либо составить систему уравнений полностью и решить ее, либо составлять и решать ее по частям: сначала составить уравнения для первого суперэлемента, т.е. A_1 , A_{10} , Q_1 и частично A_0 , Q_0 , затем сделать исключение N_1 неизвестных. Далее проделать то же для остальных суперэлементов, сложить отдельные части A_0 , Q_0 , решить полученные уравнения и, определив перемещения суперузлов, сделать обратный ход для всей системы.

Если суперэлементы отличаются один от другого, то оба способа идентичны как в отношении количества вычислений, так и в отношении точности счета. Если же в схеме имеются одинаковые суперэлементы, то количество вычислений можно существенно сократить, если проделать все вычисления для одного из них и полученные результаты использовать для остальных суперэлементов этого же типа. Такой подход справедлив и в том случае, когда суперэлементы одного типа различно ориентированы относительно глобальной системы координат основной схемы.

Теоретически суперэлементы, в свою очередь, можно расчленять на подсхемы (суперэлементы 2-го ранга), развивая этот процесс и организовав своеобразную многогранговую рекурсию. Расчленение на подсхемы обычно не вызывает особых затруднений. Как правило, оно органически связано с конструктивными особенностями объекта, как, например, в зданиях из объемных блоков.

В ПК «ЛИРА» реализован только один ранг суперэлементов. Разработчики полагают, что в подавляющем большинстве случаев этого достаточно для описания расчетной схемы очень высокой размерности.

Рассматривая суперэлементы как конечные элементы, для которых матрица жесткости строится не аналитически, а при помощи численного расчета, можно

предложить два алгоритма построения матрицы жесткости. Первый заключается в том, что на суперузлы рассматриваемого суперэлемента налагаются связи, а элементы матрицы жесткости определяются как реакции в этих связях от последовательных единичных смещений по направлению этих связей.

Другой алгоритм основывается на том, что в физическом смысле исключение j -го неизвестного по Гауссу соответствует освобождению от j -й связи. Это приводит к следующей схеме построения матрицы жесткости: составляются канонические уравнения для всех узлов i -го суперэлемента; производится исключение $N1$ неизвестных, соответствующих внутренним узлам; оставшаяся часть $N10$ не исключенных уравнений, соответствующих суперузлам, и будет искомой матрицей жесткости

В ПК «ЛИРА» использован алгоритм второго типа. При этом суперузлы для суперэлемента должны нумероваться в последнюю очередь. Связанные с таким подходом затруднения в ПК «ЛИРА» преодолены следующим образом. Во-первых, нумерация степеней свободы для суперузлов (с учетом того, что они должны иметь последние номера) производится автоматически. Это позволяет не заботиться о порядке нумерации узлов суперэлемента. Во-вторых, в ПК «ЛИРА» реализован метод Гаусса, использующий существенную «разрыхленность» матрицы канонических уравнений, то есть некий симбиоз ленточного Гаусса, Гаусса с учетом «небоскребной структуры», фронтального метода, метода «спринт». Тогда составление системы уравнений производится в компактной форме - составляется информация только о ненулевых элементах с учетом их расположения в системе уравнений, а разворачивание производится только в процессе исключения.

Информацией о наличии суперэлементов в схеме является их особая индексация в исходных данных. Каждый тип суперэлемента описывается и задается полным комплектом документов как для отдельной расчетной схемы, за исключением некоторых изменений.

После ввода исходных данных производится проверка на наличие в них суперэлементов.

При наличии суперэлементов организуется последовательный ввод исходных данных для каждого типа суперэлемента. Построение матрицы жесткости и определение супернагрузок (приведение нагрузки с области суперэлемента в суперузлы) реализован

как отдельный, специально построенный расчет.

Полученная система канонических уравнений обрабатывается неполным прямым ходом по Гауссу до неизвестных, относящихся к суперузлам. Необработанная часть системы канонических уравнений является искомой матрицей жесткости рассчитываемого суперэлемента и записывается в соответствующие наборы данных.

Аналогичным образом производится определение супернагрузок. Если нагрузка распределена по области суперэлемента, то выполняется построение столбцов правых частей канонической системы и их обработка неполным прямым ходом Гаусса. Необработанные элементы столбцов являются супернагрузками для рассматриваемого суперэлемента и записываются в соответствующие наборы данных.

После этого производится расчет основной схемы. В результате решения системы канонических уравнений основной схемы определяются перемещения суперузлов. Затем производится расчет каждого суперэлемента, который, по сути, является расчетом на заданные перемещения, а именно перемещения суперузлов, полученные из расчета основной схемы. Здесь используется уже имеющаяся система канонических уравнений суперэлемента, обработанная неполным прямым ходом по Гауссу. Для нее выполняется несколько (по количеству загружений) обратных ходов. И, наконец, вычисляются перемещения внутренних узлов суперэлемента и определяются остальные компоненты напряженно-деформированного состояния.

5.4. Принципы определения расчетных сочетаний усилий

В общем случае напряженно-деформированного состояния тела критерием для определения опасных РСУ служат экстремумы упругого потенциала в какой-либо точке тела при действии на него многих загружений. При этом учитываются особенности упругого потенциала, характерные для стержней, пластин, оболочек и массивных тел. Эти особенности позволяют облегчить решение задачи, существенно ограничив количество рассматриваемых РСУ.

Стержни. В качестве критерия определения РСУ здесь приняты экстремальные значения нормальных и касательных напряжений в контрольных точках сечения (рис. 5.3).

Для нормальных напряжений применяется следующая формула:

$$\sigma_k = \frac{N}{F} - \frac{M_y}{J_y} Z_k + \frac{M_z}{J_z} Y_k \quad (5.19)$$

где k - точка сечения стержня ($k = 1 \div 9$).

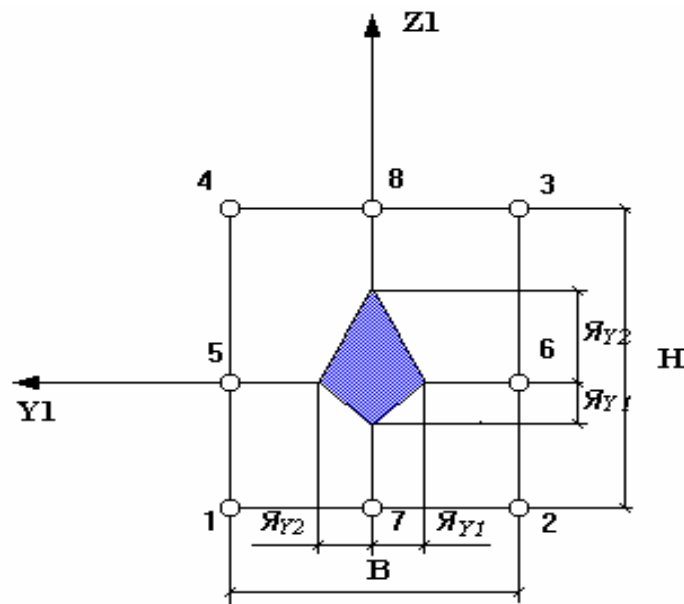


Рис. 5.3. Напряжения в контрольных точках сечения

Эта формула преобразуется следующим образом при

$$y = \pm \frac{b}{2}; z = \pm \frac{h}{2}$$

$$\sigma_k^F = N \pm \frac{M_y}{J_{z,i}} + \frac{M_z}{J_{y,i}}, \quad (5.20)$$

где J_{yi} и J_{zi} - ядровые расстояния в сечении стержня ($i=1,2$).

Такой подход позволяет определить экстремальные нормальные напряжения в сечении любой формы, приведя ее к прямоугольной.

Для касательных напряжений используется приближенная формула

$$\tau_{y,z}^F = \frac{Q_{y,z}}{2} \pm \frac{M_{kp}}{2 \left(J_{y1,z1} + J_{y2,z2} \right)}. \quad (5.21)$$

Плоское напряженное состояние. В общем случае главные напряжения в одной и той же точке конструкции для различных нагружений имеют различную ориентацию. Поэтому здесь определение РСУ производится по огибающим экстремальным кривым нормальных и касательных напряжений по формулам:

$$\sigma_{\alpha_k} = N_x \cos^2 \alpha_k + N_z \sin^2 \alpha_k + T_{xz} \sin 2\alpha_k; \quad (5.22)$$

$$\tau_{\alpha_k} = \frac{1}{2} \left(N_z - N_x \right) \sin 2\alpha_k + T_{xz} \cos 2\alpha_k. \quad (5.23)$$

где k - номер нагружения.

Обозначения приведены на рис. 5.4.

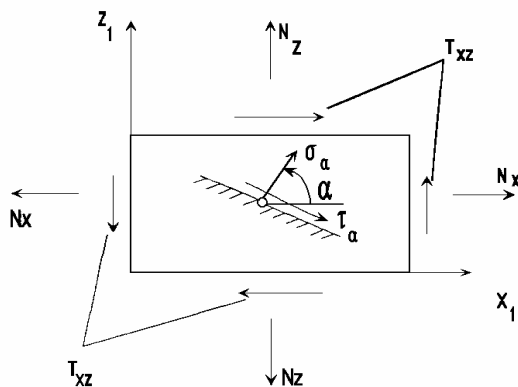


Рис. 5.4. Обозначения плоского напряженного состояния

Нормальные напряжения вычисляются в диапазоне от 90° до -90° , а касательные - от 90° до 0° . Шаг просмотра 5° .

Плиты. Изгибные и крутящий моменты в плите дают возможность определить нормальные и касательные напряжения на верхней и нижней поверхностях плиты.

Эти напряжения по модулю равны, поэтому формулы имеют вид:

$$M_{\alpha_k} = M_x \cos^2 \alpha_k + M_y \sin^2 \alpha_k + M_{xy} \sin 2\alpha_k; \quad (5.24)$$

$$M_{c\alpha_k} = \frac{1}{2} (M_y - M_x) \sin 2\alpha_k + M_{xy} \cos 2\alpha_k. \quad (5.25)$$

Оболочки. Здесь также применяется аналогичный подход. Напряжения вычисляются на верхней и нижней поверхностях оболочки. При этом учитываются мембранные напряжения и изгибающие усилия по следующим зависимостям:

$$\begin{aligned} \sigma_x^{\text{H/e}} &= N_x \pm \frac{6M_x}{h^2}; \\ \sigma_y^{\text{H/e}} &= N_y \pm \frac{6M_y}{h^2}; \\ \tau^{\text{H/e}} &= T_{xy} \pm \frac{6M_{xy}}{h^2}, \end{aligned} \quad (5.26)$$

где h - толщина оболочки; В и Н — индексы, означающие принадлежность к верхней и нижней поверхностям. Шаг просмотра угла. $\alpha = 10^\circ$.

Объемные элементы. Критерием для определения опасных сочетаний напряжений в общем случае НДС приняты экстремальные значения среднего напряжения (гидростатического давления) и главных напряжений девиатора. Определяются углы наклона главных напряжений в каждом элементе для каждого нагружения. Вычисление производится по формулам:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{TM}} &= \sigma_x l^2 + \sigma_y m^2 + \sigma_z n^2 + 2\tau_{xy} lm + 2\tau_{xz} ln + 2\tau_{yz} mn; \\ \sigma_{\text{TM}} &= \sigma_0 + S_{\text{TM}}; \end{aligned} \quad (5.27)$$

$$S_x = \sigma_x \left(1 - \frac{1}{3l^2}\right); S_y = \sigma_y \left(1 - \frac{1}{3m^2}\right); S_z = \sigma_z \left(1 - \frac{1}{3n^2}\right)$$

$$S_{TM} = S_x l^2 + S_y m^2 + S_z n^2 + 2\tau_{xy} lm + 2\tau_{xz} ln + 2\tau_{yz} mn;$$

где : σ_ϕ - нормальное напряжение на площадке с направляющими косинусами l, m, n к осям XI, YI, ZI; S_ϕ - нормальное напряжение девиатора на этой же площадке;

$$\sigma_0 = \frac{(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)}{3} \text{ - среднее напряжение.}$$

Процесс выбора организован следующим образом. Для данного элемента вычисляются направляющие косинусы главных площадок по всем загрузениям. Если в схеме задано n загрузений, то будет найдено $3n$ площадок. Затем вычисляются напряжения S_ϕ на этих площадках от всех загрузений и производится накопление положительных и отрицательных значений напряжений.

Загружения. При определении РСУ учитываются логические связи между загрузениями, которые отражают физический смысл загрузений и требования, регламентируемые различными нормативными документами. Выделяются три типа загрузений:

- независимые (собственный вес, вес оборудования и т.п.);
- взаимоисключающие (ветер слева и ветер справа, сейсмическое воздействие вдоль разных осей координат и т.п.);
- сопутствующие (тормозные при наличии вертикальных крановых нагрузок и т.п.).

Предоставляется также возможность обозначить знакопеременность загрузения при одинаковом модуле его вектора.

5.5. Расчет на устойчивость

Реализованный вариант расчета на устойчивость предполагает, что распределение сил N_o известно из линейного расчета. Требуется найти значение числового параметра λ_o , такое, чтобы при силах ($\lambda_o * N_o$) произошла потеря устойчивости.

Задача определения критических сил и соответствующих им форм потери устойчивости допускает следующую вариационную формулировку: найти перемещение $u \neq 0$ и число λ_o такие, что при всех допустимых перемещениях v справедливо равенство:

$$a(u, v) = \lambda_0 d(u, v), \quad (5.28)$$

где $d(u, v)$ - возможная работа сил при заданном их распределении N_0 .

Пользуясь выражением (5.3) и обозначив D матрицу с элементами $d_{i,j} = d(\mu_i, \mu_j)$, получим из (5.28) задачу на собственные значения для матриц

$$KX = \lambda_0 DX. \quad (5.29)$$

Погрешность МКЭ в задаче устойчивости для критических сил и соответствующих им форм потери устойчивости пропорциональна h^r .

Решение производится методом половинного деления. Этот метод основан на том, что матрица $K(\lambda) = K - \lambda D$ положительно определена лишь при $\lambda < \lambda_0$. Отсутствие положительной определенности матрицы соответствует наличию отрицательных чисел на главной диагонали после исключений по методу Гаусса.

После определения с заданной точностью параметра λ_0 форма потери устойчивости находится как собственный вектор матрицы $K(\lambda_0)$ методом итерации подпространств.

Расчет реализуется в упругой стадии. Значения сжимающих сил и напряжений в элементах схемы уже вычислены с помощью линейного процессора. При выполнении расчета на устойчивость предполагается, что эти значения выражены через критический параметр нагрузки:

$$\begin{aligned} P_{kp_i} &= \lambda_i \cdot P_i; \\ N_{kp_{ij}} &= \lambda_i \cdot N_{ij}, \end{aligned} \quad (5.30)$$

где i - номер загрузки; j - номер элемента в схеме; P_i - суммарная нагрузка в i -м загрузении; P_{kp_i} - критическая нагрузка в i -м загрузении; N_{ij} - продольное усилие или напряжение в j -м элементе в i -м загрузении; $N_{kp_{ij}}$ - критическое продольное усилие в j -том элементе в i -том загрузении; λ_i - параметр нагрузки (коэффициент запаса устойчивости).

В процессе счета для каждого загрузения определяются первая форма потери устойчивости и соответствующий ей коэффициент запаса.

Допускается также производить проверку устойчивости по линейным комбинациям загрузений.

Если в расчете схемы присутствуют динамические загрузения, то проверка

устойчивости схемы для них может быть произведена только через комбинации загружений. Это связано с тем, что разложенные по формам колебаний результаты расчета на динамическое воздействие необходимо преобразовать в суммарные.

В процессе расчета общей устойчивости итерационным методом определяется значение λ такое, при котором хотя бы один элемент диагонали матрицы жесткости обращается в ноль. Если $\lambda i \geq 1$, то считается, что схема устойчива в данном нагружении или при данной комбинации нагружений.

В качестве исходных данных задаются ζ - начальный масштабный множитель к продольным силам N_i (по умолчанию $\zeta=2$), а также точность вычислений (по умолчанию равна 0,01). Предполагается, что при $\lambda i > \zeta$ система абсолютно устойчива.

В результате вычисляются коэффициенты запаса устойчивости λ_i , первая форма потери устойчивости и коэффициенты свободной длины для стержневых элементов исходя из общей устойчивости по следующим формулам:

$$\mu_{yij} = \frac{\pi}{l_j} * \sqrt{\frac{EJ_{yj}}{N_{кр ij}}}; \quad (5.31)$$

$$\mu_{z ij} = \frac{\pi}{l_j} * \sqrt{\frac{EJ_{zj}}{N_{кр ij}}}, \quad (5.32)$$

где μ_{yij} , $\mu_{z ij}$ – коэффициенты свободной длины j-го стержня соответственно в плоскостях $X1oZ1$, $X1oY1$ для i-го нагружения; EJ_{yj} , EJ_{zj} – изгибные жесткости j-го стержня соответственно в плоскостях соответственно $X1oZ1$, $X1oY1$; $N_{кр ij} = \lambda i * N_{ij}$ - критическое продольное усилие сжатия в j-м стержне для i-го нагружения; λ_i – коэффициент запаса устойчивости для i-го нагружения; l_j - длина j-го стержня.

ВЫВОДЫ

по пятой главе

1. Произведен анализ и исследован метод конечных элементов – раздел прикладной механики, являющийся наиболее перспективным в свете развития методов компьютерной симуляции динамических процессов.
2. Проведены эксперименты в виртуальной окружающей среде при помощи ПК Лира, основанного на МКЭ, с имитацией сейсмических колебаний и других динамических воздействий на рассматриваемые сооружения с предлагаемыми конструктивными решениями.
3. В результате этого, подтверждены устойчивость предложенных сооружений в динамической среде нагрузок и эффективность применения технических решений.
Из чего следует, что;
4. Успешно проведены аппроксимация и экстраполяция данной методики проведения экспериментов к предлагаемым техническим решениям.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

В диссертационной работе «Новые конструктивные решения искусственных сооружений в условиях высокой сейсмической активности» отражены научные результаты, полученные в ходе теоретических, методологических и экспериментальных исследований, посвященных крупной проблеме экономической инфраструктуры как искусственные сооружения железных, автомобильных дорог, их сейсмостойкость и устойчивость в динамике нагрузок.

Сделаны научно обоснованные выводы в части как конструктивных особенностей сооружений, так и методике проведения теоретических, экспериментальных исследований.

Основными научными результатами проделанной работы являются:

1. Выявлен и рекомендован оптимальный тренд для развития транспортной инфраструктуры Киргизии и стран СНГ в части защитных сооружений, особых тоннелей и других сооружений, основанный на принципах пассивного противодействия динамическим воздействиям, что обосновано в условиях повышенной волатильности финансово-экономических систем стран СНГ, когда целесообразно строительство долговечных сооружений.
2. Предложено гибридное техническое решение на основе интегрирования гидротехнического круглоцилиндрического устройства в конструкцию защитной галереи. Данное решение позволит повысить сопротивление галереи лавинной опасности.
3. Разработана новая конструкция лавинозащитной галереи, где конструктивный элемент подверженный динамическим воздействиям выполнен в виде подвешенной балки жесткости, что повысит устойчивость сооружения при сходе лавин и сейсмическом воздействии.
4. Разработано новое концептуальное решение, где горные мостовые и полумостовые-полутоннельные сооружения взаимоинтегрированы, что позволило получить конструкцию – галерея-виадук. Техническое решение решает проблему

сейсмостойкости сооружений и сопротивления другим динамическим воздействиям.

5. Предложен принцип устройства подводного тоннеля, где развивается концепция висячих систем, но с поправкой на водную среду. Конструктивное решение и способ устройства позволят строить эффективные и устойчивые подводные сооружения.
6. Предложен вантовый по конструкции и аэростатичный (или вакуумный) по принципу устройства вентиляции тоннель, где возможно достижение высокоскоростного железнодорожного движения. Конструктивная часть и способ организации внутреннего климат-контроля концептуальны.
7. Разработана конструкция плавучего аэродрома, где представляется возможность строительства площадок для взлета и посадки воздушных судов в прибрежных районах, с отсутствием свободных площадей для застройки. Этим решается важная проблема дефицита свободных земель.
8. Приняты рекомендации по методике проведения экспериментальных исследований.
9. Теоретически обоснована методика расчетов сейсмостойких искусственных сооружений.
10. Приведено экономическое обоснование предложенных конструктивных решений искусственных сооружений рассматриваемых в этой научно-квалификационной работе.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- Абдужабаров А.Х. Сейсмостойкость автомобильных и железных дорог. – Бишкек: КАСИ, 1996. – 226 с.
- Абдужабаров А.Х., Рашидов Т. Сейсмостойкость полотна дороги//Известия АН УзССР, сер. техн. науки. – 1969. – С. 37-38.
- Абдужабаров А.Х., Рашидов Т. Параметры земляного полотна автомобильных дорог в сейсмических районах//Автомобильные дороги. – 1970, №9. – С. 23-24.
- Абдужабаров А.Х. Учет сейсмических воздействий при проектировании железобетонных водопропускных труб под насыпями//Транспортное строительство. – 1979. – С. 43-44.
- Абдужабаров А.Х. Сейсмостойкость лавинозащитных галерей//Автомобильные дороги. – 1981, №10. – С. 8-9.
- Абдужабаров А.Х. Конструкции лавинозащитных галерей в сейсмических районах//Механика подземных сооружений. – Тула, 1982. – С. 114-116.
- Абдужабаров А.Х. Сейсмостойкость лавинозащитных галерей//VI Всесоюзный съезд по теоретической и прикладной механике. – Ташкент, 1986. – С. 5.
- Абдужабаров А.Х. Конструкции земляного полотна в сейсмических районах//Транспортное строительство. – 1991, №7. – С. 21-22.
- Абдужабаров А.Х., Джансериков Т., Бектенов А. Учет пространственной работы лавинозащитных галерей при расчете на сейсмические воздействия//Строительство и архитектура, экспресс-информация. – 1991, №10. – С. 5-7.
- Абдужабаров А.Х. Узел соединения железобетонной оболочки лавинозащитной галереи с бортовым элементом//Строительство и архитектура, экспресс-информация. – 1991, №10. – С. 7-9.
- Абдужабаров А.Х., Иманалиев Т.Б., Бектенов А. Конструкции водопропускных транспортных сооружений в горной местности//Проблемы проектирования, строительства и эксплуатации транспортных сооружений. Вып. 13. – Бишкек: КГУСТА, 2002. – С. 48-52.

- Абдужабаров А.Х., Иманалиев Т.Б., Бектенов А. Конструкции защитных галерей железных дорог в сейсмических районах//Вестник КГУСТА. Вып. 1(1). – Бишкек: КГУСТА, 2002. – С. 110-116.
- Абдужабаров А.Х., Иманалиев Т.Б. Определение ударных нагрузок от лавин и камней на защитные галереи железных дорог//Сборник научных трудов республиканской научно-практической конференции: вопросы повышения качества подготовки инженерно-технических кадров. – Ташкент: ТАДИ, 2004. – С. 4-6.
- Абдужабаров А.Х., Иманалиев Т.Б. Влияние конструкции фундаментов на сейсмостойкость транспортных сооружений//Вестник ТашИИТ. Вып. 2. – Ташкент, 2008. – С. 17-21.**
- Абдужабаров А.Х., Иманалиев Т.Б. Экология и строительство железных дорог//Вестник КГУСТА. Вып. 1 (27). – Бишкек, 2010. – С. 29-31.
- Абдужабаров А.Х., Иманалиев Т.Б. Конструкции противолавинных галерей с учетом скорости лавин и сейсмичности района//Вестник КГУСТА. Вып. 1 (27). – Бишкек, 2010. – С. 31-36.**
- Айзенберг Я.М. Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. – М.: Стройиздат, 1976. – 232 с.
- Бройд И.И. О подобии водяных струй, отбрасываемых носком-трамплином водосливной плотины//Реферативная информация о передовом опыте. Серия V: специальные работы в промышленном строительстве. Вып. 3(69). – М.: ЦБНТИ Минмонтажспецстрой СССР, 1972. – С. 25-27.
- Гаскин В.В., Снитко А.Н. Сейсмостойкость зданий и сооружений: Учебное пособие. – Иркутск: ИПИ, 1983. – 72 с.
- Гаскин В.В., Снитко А.Н., Соболев В.И. Динамика и сейсмостойкость зданий и сооружений. Монография в трех томах. – Иркутск: Изд-во Иркут. ун-та, 1992.
- Гаскин В.В., Соболев В.И. Имитационное моделирование сейсмических процессов в протяженных сооружениях//Современные технологии. Системный анализ. Моделирование. – Иркутск: ИрГУПС, 2004. № 2. – С. 25-33.
- Горбунов-Посадов М.П., Маликова Т.А. Расчет конструкций на упругом основании. – М.: Стройиздат, 1973. – 450 с.

- Гольденблат И.И., Карцивадзе Г.Н., Напетваридзе Ш.Г., Николаенко Н.А. Проектирование сейсмостойких гидротехнических транспортных и специальных сооружений. – М.: Стройиздат, 1971. – 277 с.
- Гроссман А.Б. Экспериментальная установка для исследования сейсмических колебаний протяженных сооружений, «Строительство и архитектура Средней Азии». №7. – 1964.
- Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. М.: Стройиздат, 1981. – С. 258-266.
- Данилов Е.М., Эглит М.Э. Движение лотковых лавин. М.: Изд-во ИГАН СССР, вып. 31, 1977. – С. 65-74.
- Динамический расчет сооружений на специальные воздействия//Под редакцией Б.Г.Коренева. Справочник проектировщика. – М., 1981. – 215 с.
- Дорман И.Я. Сейсмостойкость транспортных тоннелей. –М.: Транспорт, 1986. – С. 17-26.
- Завриев К.С., Назаров А.Г., Айзенберг Я.М. Основы теории сейсмостойкости зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1970. – 222 с.
- Завриев К.С. Руководство по сейсмостойкому строительству. – Тбилиси: Мецниереба, 1967. – С. 10.
- Инструкция по проектированию и строительству противолавинных сооружений. СН 517, 80. – М.: Стройиздат, 1980. – С. 16.
- Иманалиев Т.Б. Конструкции лавинозащитных галерей с учетом сейсмического воздействия//Проблемы проектирования, строительства и эксплуатации транспортных сооружений. Вып. 13. – Бишкек: КГУСТА, 2002. – С. 70-77.
- Иманалиев Т.Б. Конструкции и расчет труб в насыпи на горных участках трассы железных дорог//Состояние и перспективы технико-экономического развития Кыргызстана: международная научно-практическая конференция. – Бишкек: КГУСТА, 2003. – С. 147-153.
- Иманалиев Т.Б. Сейсмостойкость лавинозащитных галерей. – Бишкек: КГУСТА, 2005. – 147 с.

- Иманалиев Т.Б. Расчетное обоснование применения стекловолокна в новом конструктивном решении защитных галерей//Вестник КазАТК им. М.Тынышпаева. Вып. 3(3). – Алматы: КазАТК, 2005. – С. 45-52.
- Иманалиев Т.Б. Новое конструктивное решение лавинозащитных галерей для уменьшения динамических воздействий от снежных лавин//Материалы международной научно-практической конференции: современные проблемы и перспективы механики. – Ташкент: Институт механики и сейсмостойкости сооружений им. М.Т.Уразбаева, 2006.
- Иманалиев Т.Б. Новое конструктивное решение лавинозащитных галерей для уменьшения динамических воздействий от снежных лавин//Вестник КГУСТА. Вып. 3(13). – Бишкек: КГУСТА, 2006. – С. 8-12.
- Иманалиев Т.Б. Анализ землетрясений//Вестник КГУСТА. Вып. 2 (16). – Бишкек: КГУСТА, 2007. – С. 141-147.
- Иманалиев Т.Б. Обзор висячих мостовых сооружений//Вестник КГУСТА. Вып. 2 (16). – Бишкек: КГУСТА, 2007. – С. 152-156.
- Иманалиев Т.Б. Сейсмическое моделирование снегозащитных галерей нового конструктивного типа//Вестник КГУСТА. Вып. 4 (18). – Бишкек: КГУСТА, 2007. – С. 154-159.
- Иманалиев Т.Б. Сейсмические силы дорожных искусственных сооружений//Вестник КГУСТА. Вып. 3 (21). – Бишкек: КГУСТА, 2008. – С. 98-100.
- Иманалиев Т.Б. Устройство защитных сооружений на слабых водонасыщенных грунтах//Вестник КГУСТА. Вып. 3 (21). – Бишкек: КГУСТА, 2008. – С. 101-104.
- Иманалиев Т.Б. Современное состояние сейсмостойкого строительства//Вестник КГУСТА. Вып. 3 (22). – Бишкек: КГУСТА, 2008. – С. 55-59.
- Иманалиев Т.Б. Перспективные тоннели//Вестник КГУСТА. Вып. 3 (22). – Бишкек: КГУСТА, 2008. – С. 78-83.
- Иманалиев Т.Б. Устойчивая в динамике конструкция снегозащитной галереи//Вестник КГУСТА. Вып. 4 (26). – Бишкек: КГУСТА, 2009. – С. 76-78.
- Иманалиев Т.Б. Сейсмостойкая конструкция виадука//Вестник КГУСТА. Вып. 4 (26). – Бишкек: КГУСТА, 2009. – С. 79-82.

- Иманалиев Т.Б. Сейсмоустойчивая конструкция виадука//Сборник научных трудов международной конференции по распространению упругих и упругопластических волн, посвященной 100-летию академика, Героя социалистического труда Х.А.Рахматуллина. – Бишкек: НАН КР, КГУСТА, МУИТ, КГТУ им. И.Раззакова, кафедра волновой и газовой динамики МГУ им. М.В.Ломоносова, 2009. – С. 34-37.
- Иманалиев Т.Б. Висячая конструкция лавинозащитной галереи//Вестник КРСУ. Том 10. – Бишкек: КРСУ, 2010. – С. 102-106.
- Иманалиев Т.Б. Оптимизация конструкции снегозащитной галереи//Вестник КРСУ. Том 10. – Бишкек: КРСУ, 2010. – С. 107-109.
- Иманалиев Т.Б. Сейсмостойкость искусственных сооружений. – Бишкек: Илим, 2010. – 210 с.
- Иманалиев Т.Б. Вантовое конструктивное решение тоннелей//Техника и технология. Вып. 6 (41). – М., 2010. – С. 35-38.
- Иманалиев Т.Б. Новая конструкция подводного тоннеля//Техника и технология. Вып. 6 (41). – М., 2010. – С. 39-43.
- Иманалиев Т.Б. Конструкция противолавинной галереи на основе висячей системы//Наука и новые технологии. Вып. 5. – Бишкек, 2010. – С. 29-33.
- Иманалиев Т.Б. Вантовое конструктивное решение для перспективного метрополитена г. Бишкек//Наука и новые технологии. Вып. 5. – Бишкек, 2010. – С. 20-23.
- Иманалиев Т.Б. Железнодорожный тоннель для высокоскоростного сообщения// Вестник КГУСТА. Вып. 4 (30). – Бишкек: КГУСТА, 2010. – С. 11-15.
- Иманалиев Т.Б. Концепция локализации взлетно-посадочной полосы//Вестник КГУСТА. Вып. 4 (30). – Бишкек: КГУСТА, 2010. – С. 6-10.
- Иманалиев Т.Б. Конструкции противолавинных галерей в районах с повышенной сейсмической активностью//Естественные и технические науки. Вып. 1 (51). – М., 2011. – С. 285-287.
- Иманалиев Т.Б. Выбор конструкций защитных галерей от геологических условий местности//Наука и новые технологии. Вып.1. –Бишкек, 2011. – С. 28-33.
- Иманалиев Т.Б. Оценка лавинной опасности при выборе конструкций галерей//Наука и новые технологии. Вып. 1. – Бишкек, 2011. – С. 21-24.

- Карцивадзе Г.Н. Сейсмостойкость дорожных искусственных сооружений. – М.: Транспорт, 1974. – 263 с.
- Карцивадзе Г.Н., Медведев С.В., Напетваридзе Ш.Г. Сейсмостойкое строительство за рубежом. – М.: Госстройиздат, 1962. – 223 с.
- Казарновский В.Д. Синтетические текстильные материалы в строительстве. – М.: Транспорт, 1984. – С. 10.
- Кириков Б.А. Древнейшие и новейшие сейсмостойкие конструкции. – М.: Наука, 1990. – 72 с.
- Клейн Г.К. Расчет подпорных стен. – М.: Высшая школа, 1964. – С. 15.
- Маслов Н.Н. Основы механики грунтов и инженерной геологии. – М.: Авторансиздат, 1961. – С. 20.
- Медведев С.В. Инженерная сейсмология. – М.: Госстройиздат, 1962. – 282 с.
- Назин В.В. Исследование гравитационной системы сейсмоизоляции с применением эллипсоидов вращения//Сейсмостойкое строительство: Сборник рефератов. Вып. 1. – М., 1974. – С. 38-40.
- Назаров А.Г. Теория подобия твердых деформируемых тел. – Ереван: АН АрмССР, 1965. – 218 с.
- Николаенко Н.А. Вероятностные методы динамического расчета. – М.: Машиностроение, 1967. – 366 с.
- Николаенко Н.А., Назаров Ю.П. Динамика и сейсмостойкость пространственных конструкций и сооружений//Исследование по теории сооружений. – М., 1977, Вып. 23. – С. 69-97.
- Ничипорович А.А., Мельник В.П. Устойчивость плотин из местных материалов при динамических воздействиях//Доклады к международному симпозиуму по динамике грунтов. – М.: 1967. – 15 с.
- Нотариус Я.И. Повышение сейсмостойкости плотин из грунтовых материалов. – М.: Энергоиздат, 1984. – 138 с.
- Окамото Ш. Сейсмостойкость инженерных сооружений. – М.: Стройиздат, 1980. – 342 с.
- Поляков С.В. Последствия сильных землетрясений. – М.: Стройиздат, 1978. – 312 с.

- Переселенков Г.С., Песов А.И., Целиков Ф.И., Абдужабаров А.Х. Материалы и инженерные решения сейсмологических армогрунтовых конструкций земляного полотна//Транспортное строительство. – М., 1990, №4. – С. 6-8.
- Песов А.И. Исследование вопросов рационального очертания улавливающих пазух сооружений: Автореф. дис. ...канд. техн. наук. – Тбилиси, 1962. – С. 10-15.
- Повреждения искусственных сооружений и пути в результате землетрясения на Аляске//Экспресс-информация «Путь и строительство железных дорог». – 1986, №8. – С. 5.
- Ризаев Ш.Р. Теория и методы расчета устойчивости откосов земляных сооружений. – Ташкент: Фан, 1969. – С. 62-88.
- Рухадзе А.В. Сейсмическое давление грунта на подпорную стену от полезной нагрузки, расположенной на свободной поверхности засыпки//Сейсмостойкость сооружений. – Тбилиси: Мецниереба, 1968. – С. 66-74.
- Ройншвили Н.М. Противообвальные сооружения на железных дорогах//Трансжелдориздат. – 1960. – С. 10.
- Расулов Х.З. Сейсмостойкость лессовых оснований зданий и сооружений//Узбекистан. – 1977. – С. 138-159.
- Рашидов Т., Абдужабаров А. Дороги в сейсмических районах//Строительство и архитектура Узбекистана. – 1968, №7. – С. 9-10.
- Рашидов Т. Динамическая теория сложных систем подземных сооружений. – Ташкент: Фан, 1973. – 178 с.
- Ревазов М.Л., Пустовойтова Т.К. Устойчивость скальных массивов в бортах каньонов горных рек//Гидротехническое строительство. – 1968, №1.
- Результаты воздействия землетрясений на железнодорожные сооружения//Экспресс-информация «Путь и строительство железных дорог». – 1981, №13. – С. 5.
- Руководство по проектированию противообвальных защитных сооружений. – М.: ЦНИИС, 1984. – С. 5.
- Рухадзе А.В. Определение интенсивности давления на подпорную стенку от сейсмического воздействия: Сб. «Сейсмостойкость сооружений»//Мецниереба. – 1965. – С. 99.

- Рабинович И.М., Сеницын А.П., Лужин О.В., Теренин В.М. Расчет сооружений на импульсное воздействие. – М.: Стройиздат, 1970. – 301 с.
- Роза С.А., Зеленский Б.Ф. Исследование механических свойств скальных оснований гидротехнических сооружений. – М.: Энергоиздат, 1967. – 92 с.
- Справочник по инженерной геологии. – М.: Недра, 1968. – 532 с.
- Современные методы сейсмозащиты зданий и сооружений. Обзорная информация. Сер. 8. Строительные конструкции. Вып. 7. ВНИИС Госстроя СССР. – 1987. – С. 66.
- Сорокин Е.С. К теории внутреннего трения при колебаниях упругих систем. – М.: Госстройиздат, 1960. – С. 129.
- Северский И.В., Благовещенский В.П. Оценка лавинной опасности горной территории. – Алма-Ата: Наука, 1984. – С. 218.
- Слиссский С.М. Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений. – М.: Энергия, 1979. – 335 с.
- Силин К.С., Завриев К.С. Методы расчета фундаментов с вертикальными столбами. В кн.: Вопросы проектирования фундаментов искусственных сооружений. – М.: Трансжелдориздат, 1962. – С. 34-55.
- Сеницын А.П. Практические методы расчета сооружений на сейсмические нагрузки. – М.: Стройиздат, 1967. – 144 с.
- Снитко Н.К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок. – Л.: Стройиздат, 1970. – 204 с.
- СНиП II-7-81 Строительство в сейсмических районах. <http://vsenip.com/>
- СНиП 2.02.01-83 Основания зданий и сооружений. <http://vsenip.com/>
- СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия. <http://vsenip.com/>
- СНиП 2.06.09-84 Тоннели гидротехнические. <http://vsenip.com/>
- СНиП 2.06.01-86 Гидротехнические сооружения. <http://vsenip.com/>
- СНиП 2.01.15-90 Инженерная защита территорий зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования. <http://vsenip.com/>
- СНиП 52-01-2003 "Бетонные и железобетонные конструкции. <http://vsenip.com/>

- СНиП 2.03.04-84 Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. <http://vsenip.com/>
- СНиП 2.05.02-85 (1997, с изменен пункт 5 с 2003) Автомобильные дороги. <http://vsenip.com/>
- СНиП 2.06.04-82 (1989, с изм. 2 1995) Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). <http://vsenip.com/>
- СНиП II-23-81 (1990) Стальные конструкции. <http://vsenip.com/>
- СНиП 3.02.01-87 Земляные сооружения, основания и фундаменты. <http://vsenip.com/>
- СНиП 3.02.03-84 Подземные горные выработки. <http://vsenip.com/>
- СНиП 3.06.04-91 Мосты и трубы. <http://vsenip.com/>
- СНиП 3.06.07-86 Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. <http://vsenip.com/>
- СНиП 3.07.02-87 Гидротехнические морские и речные транспортные сооружения. <http://vsenip.com/>
- СНиП III-44-77 (с изм. 1981) Тоннели железнодорожные, автодорожные и гидротехнические. Метрополитены. <http://vsenip.com/>
- СНиП 2.01.02-94 КР Строительство в районах Кыргызской республики с сейсмичностью более 9 баллов. – Бишкек, 1994. – 35 с.
- СНиП КР 20-01:2003 Нагрузки и воздействия от ветра и гололеда на провода, тросы и опоры воздушных линий. – Бишкек, 2003. – 31 с.
- СНиП КР 20-02:2004 Сейсмостойкое строительство. – Бишкек, 2004. – 80 с.
- СНиП КР 32-01:2004 Проектирование автомобильных дорог. – Бишкек, 2004. – 85 с.
- СНиП КР 20-03:2006 Системы сейсмоизоляции. Основные положения. – Бишкек, 2006. – 13 с.
- СНиП КР 20-02:2009 Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования. – Бишкек, 2009. – 103 с.
- СНиП КР 52-01:2009 Несущие и ограждающие конструкции. – Бишкек, 2009. – 200 с.
- Тентиев Ж.Т., Иманалиев Т.Б. Определение сейсмических сил дорожных искусственных сооружений//Вестник КазАТК им. М.Тынышпаева. Вып. 3(3). – Алматы, 2005. – С. 67-71.

- Тушинский Г.К. Фотоиндукционные методы в гляциологии. – М.: изд-во МГУ, 1971. – С. 55-72.
- Толмачов К.Х. Специальные сооружения на горных автомобильных дорогах//Дориздат. – 1960. – С. 15.
- Указания по расчету гидротехнических сооружений на сейсмические воздействия//ИСМиС АН ГрузССР. – 1966. – С. 15-45.
- Уразбаев М.Т. Сейсмостойкость упругих и гидроупругих систем//АН УзССР. – Ташкент: Фан, 1966. – 254 с.
- Хожметов Г., Абдужабаров А., Омельяненко В. Сейсмостойкость специальных инженерных сооружений//Строительство и архитектура Узбекистана. – 1986, №8. – С. 14-17.
- Целиков Ф.И., Оболенский А.Н. Исследование сейсмостойкости откосов скальных выемок с помощью взрывов//Сейсмостойкость транспортных сооружений. Сборник научных трудов. – М.: Наука, 1980. – С. 121.
- Целиков Ф.И., Яковлева Е.А. К вопросу проектирования земляного полотна в сейсмических районах: Сб. науч. тр. ЦНИИС. – М.: 1979. Вып. 42. – С. 13-35.
- Шабалин Н.В. Методы использования инженерно-сейсмологических данных при сейсмическом районировании: В кн. «Сейсмическое районирование СССР». – М.: Наука, 1968. – С. 95-111.
- Шахунянц Г.М. Железнодорожный путь. – М.: Трансжелдориздат, 1961. – С. 10.
- Шемякин Е.И. О волнах напряжений в прочных горных породах//ПМТФ. – 1963, №5. – С. 83-93.
- Шестоперов Г. С. Сейсмостойкость мостов. – М.: Транспорт, 1984. – С. 26-70.
- Эрних Н.Б. Область применения армированного грунта//Транспортное строительство. – 1981, №1. – С. 54-55.
- Ядрошников В.И. Противолавинные галереи на БАМе//Транспортное строительство. – 1991, №3. – С. 4-6.
- Якутин Г.С. Испытание конструкций динамическими методами. –Хабаровск: ДВГУПС, 2005. – 63 с.

www.gosstroy.ru

www.seism.ru

www.vashdom.ru

www.lira.com.ua

www.ecs.csun.edu

www.wikipedia.org

www.fips.ru

www.eapo.org

www.maps.google.ru

Пат. SU № 1657567, (51) E01F7/04, Защитное ограждение, Кожин Ю.П.

Пат. SU № 1678951, (51) E01F 7/04, Устройство для защиты объектов от динамического воздействия, Кожин Ю.П.

Пат. RU № 2057228, (51) E01F 7/04, Устройство для защиты от снежных лавин, Таланов Б.П.

Пат. SU № 1548313, (51) E01F 7/04, Гаситель энергии лавины, Иванов В.Н.

Пат. RU № (11) 2110007 (51) F16L 1/12, Устройство для транспортировки газа и жидкостей через глубоководные пространства (море, океан), Барышев И.Г.

Пат. RU № (11) 2270297 (51) E02D 29/063, Подводная транспортная тоннельная система, тоннельная секция и устройство для стыковки тоннельных секций, Вялых С.В., Лисняк С.А., Грицкевич О.В.

Пат. RU № (11) 2369684 (51) E 01 F 7/04, Устройство защиты горной трассы от снежных лавин и каменных обвалов, Рыбкин А.П.

Пат. SU № 1740525 (51) E 01 D 11/00, Многопролетный вантовый трубопроводный переход, Габричидзе Ю.Д., Элиава Л.А., Войцкулянис В.Ю.

Пат. SU № 183795 (51) E 01 F 7/04, Противообвальное сооружение, Кимберг А.М.

Пат. EP № 1061177 A2 (51) E 01 F 7/04, Cantilevered structure for the protection of a communication route, Chiaves Carlo.

Пат. EP № 0463925 A1 (51) E 01 F 7/04, Procédé de réalisation, a franc de montagne, d'une structure semi-enterree et structure ainsi réalisée.

Пат. DE № 1534486 (51) E 01 F 7/00, Schutzvorrichtung zum Schutz von entlang Felswänden geführten Verkehrswegen gegen Steinschlag, Erfinder ist der Anmelder.

Пат. US № 4958806 (51) E 01 F 7/02, Snowstorm guard fence structures and jet roofs, Nihon Samicon Co., Ltd, Japan.

- Пат. KG № 1307 (21) 20100043.1 (51) E 01 D 11/04, F 01 F 7/04, Висячая лавинозащитная галерея-виадук, Иманалиев Т.Б.
- Пат. KG № 1308 (21) 20100029.1 (51) E 01 F 7/04, Лавинозащитная галерея-трамплин, Иманалиев Т.Б.
- Пат. KG № 1309 (21) 20100050.1 (51) E 02 D 29/063, E 02 D 29/067, E 02 D 29/09, Подводный тоннель, Иманалиев Т.Б.
- Пат. KG № 114 (21) 20100024.2 (51) E 01 F 7/4, Сейсмостойкий гаситель энергии лавины, Иманалиев Т.Б.
- Пат. KG № 118 (21) 20100029.2 (51) E 21D 9/14, E 01 D 11/02, Вантовый тоннель, Иманалиев Т.Б.

Новые технические решения искусственных сооружений с применением концептуальных конструкций позволяют получить значительный экономический эффект при строительстве и эксплуатации защитных галерей, тоннелей и аэродромов, определяемый по выражению:

$$\mathcal{E} = (Z_1 - Z_2)T_0, \quad (\text{П 1.1})$$

где Z_1, Z_2 – затраты по существующим и предложенным вариантам конструкции; T_0 – срок службы конструкции.

Поскольку исходная информация, используемая в технико-экономических расчетах, относится к классу прогнозируемых величин, а точность прогноза, как правило, невелика, правомерно использование приближенных методов. Однако и в этом случае представление слагаемых затрат в аналитической форме затруднительно. А.Е.Гибшманом было предложено известное преобразование, которое для малых темпов роста транспортного потока r дает удовлетворительную сходимость:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1+r}{1+E_{\text{НП}}} \right)^t &\approx e^{(r-E_{\text{НП}})t} \\ \sum_1^t \left(\frac{1+r}{1+E_{\text{НП}}} \right)^t &\approx \int_0^t e^{(r-E_{\text{НП}})t} dt = \frac{e^{(r-E_{\text{НП}})t} - 1}{r - E_{\text{НП}}}, \end{aligned} \quad (\text{П 1.2})$$

где $E_{\text{НП}}$ – норматив для проведения разновременных затрат; $E_{\text{Н}}$ – нормативный коэффициент абсолютной эффективности; r – темп роста интенсивности транспортного потока.

Максимизация $E_{\text{ср}}$ связана с противоположными тенденциями, поскольку увеличение срока реализации строительной программы T приводит, с одной стороны, к уменьшению единовременных, с другой – к увеличению текущих дисконтированных затрат. Кроме того, суммарные приведенные затраты включают часть эталонных затрат. Если ввести допущения, что капитальные вложения реализуются равными частями и текущие затраты изменяются во времени по экспоненциальной зависимости с темпом r , Тогда $E_{\text{ср}}$ можно записать:

$$E_{\text{ср}} = \frac{E_{\text{НП}} \left[F(t_p r) - \frac{1 - e^{-E_{\text{НП}}T}}{TE_{\text{НП}}} \left(\frac{1}{E_{\text{НП}}} - 1 \right) (\mathcal{E}_{\text{эм}} - \mathcal{E}_{\text{нр}}) - \frac{e^{(r-E_{\text{НП}})T}}{(r-E_{\text{НП}})T} - 1 \left(1 + \frac{1}{r-E_{\text{НП}}} \right) (\mathcal{E}_{\text{эм}} - \mathcal{E}_{\text{нр}}) \right]}{\frac{1 - e^{-E_{\text{НП}}T}}{TE_{\text{НП}}} K + \frac{e^{(r-E_{\text{НП}})T} - 1}{(r-E_{\text{НП}})T} \left(1 + \frac{1}{1+r} \right) (K_{\text{эТ}} - K_{\text{нр}}) - G(t_p r)} \quad (\text{П 1.3})$$

где T – срок реализации строительной программы; F – площадь застраиваемой площадки; t_p – расчетный срок сравнения вариантов, лет; K – стоимость строительства; $K_{эт}$, $K_{пр}$ – капитальные вложения в эталонных и проектных условиях на исходный год; $\mathcal{E}_{эт}$, $\mathcal{E}_{пр}$ – амортизационные расходы в эталонных и проектных условиях на исходный год; $G(t_p, r)$ – часть дисконтированных затрат, зависящая только от t_p и r .

Представим $E_{ср}$ в виде:

$$E_{ср} = \begin{cases} \frac{E_{нп}(A - 0,35BT)}{C - 0,35DT}, r < E_{нп}; \\ \frac{E_{нп}(A - 0,5DT)}{C - 0,5D_1T}, r \geq E_{нп}. \end{cases} \quad (\text{П } 1.4)$$

Как и следовало ожидать, наличие $E_{ср\max}$ в обозримом периоде маловероятно и рекомендации по максимизации $E_{ср}$ сводятся к следующим:

$$\begin{cases} A - \frac{BC}{D} > 0, r < E_{нп}, \\ A - \frac{B_1C}{D_1} > 0, r \geq E_{нп}. \end{cases} \quad (\text{П } 1.5)$$

$$\begin{cases} A - \frac{BC}{D} < 0, r < E_{нп}, \\ A - \frac{B_1C}{D_1} < 0, r \geq E_{нп}. \end{cases} \quad (\text{П } 1.6)$$

где r – ежегодный темп роста затрат во времени; A , B , C – единовременные затраты второй очереди при переходе: от среднего к дорогому, от дешевого к дорогому и от дешевого к среднему вариантам соответственно; D – суммарные приведенные затраты.

Таблица П 1.1

Исходные данные, соответствующие ожидаемым темпам и объемам дорожного строительства
(показатель для развивающихся стран)

Показатель	Измеритель	Условия эталона	Проектные условия
------------	------------	-----------------	-------------------

Строительные затраты	долл.США	-	20*10 ⁶
Капитальные вложения в транспортную инфраструктуру в базовом году	долл.США/год	6*10 ⁶	4*10 ⁶
Ежегодные амортизационные потери	-//-	2*10 ⁶	0,5*10 ⁶
Ежегодные эксплуатационные потери	-//-	2,7*10 ⁶	1,8*10 ⁶

Таблица П 1.2

Средневзвешенный коэффициент абсолютной эффективности

Лаг капитальных вложений, лет	r=0,07	r=0,09
5	0,168	0,136
10	0,184	0,13
15	0,34	0,123

Согласно типовой методике определения экономической эффективности капитальных вложений, экономическую эффективность определяют в два этапа:

- выявление относительной экономической эффективности посредством сравнения вариантов;
- выявление абсолютной экономической эффективности при условии реализации выбранного варианта.

Оптимальный вариант проектного решения выявляется по показателю относительной (сравнительной) эффективности – минимуму суммарных приведенных затрат по формуле

$$C = \sum_{t=1}^{t_p} \frac{K_i(t)}{(1 + E_{НП})^t} + \sum_{t=1}^{t_p} \frac{\mathcal{E}_i(t)}{(1 + E_{НП})^t} + \sum_{t_p}^{\infty} \frac{\mathcal{E}_i(t_p)}{(1 + E_{НП})^t}, \quad (\text{П } 1.7)$$

где С – суммарные затраты, приведенные к году окончания строительства дорог; K_i(t) – единовременные затраты в год t; Э_i(t) – текущие затраты в год t; t_p – срок суммирования затрат.

В частных случаях, когда текущие затраты постоянны во времени и при одноэтапных капиталовложениях, зависимость (7.7) упрощается и имеет вид:

$$C = K_i + \frac{\mathcal{E}_i(t)}{E_{НП}}. \quad (\text{П } 1.8)$$

Если при этом текущие затраты равны, то $C=K_i$. Экономическая эффективность искусственных сооружений выявляется сопоставлением проектных условий, возникающих в результате строительства, с тем состоянием, которое было бы в данном районе при отказе от строительства этого сооружения, т.е. условиями эталона. Капиталовложения считаются экономически целесообразными, если коэффициент абсолютной экономической эффективности выше нормативного E_n , равного 0,12. Коэффициент эффективности E_{cp} рассчитывается по формуле (7.3). В формуле (7.4) приведены результаты этих расчетов.

РЕЗУЛЬТАТЫ 3D-МОДЕЛИРОВАНИЯ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ



Рис. П 2.1. Render – снимок 3D-модели галереи-трамплин, общий вид

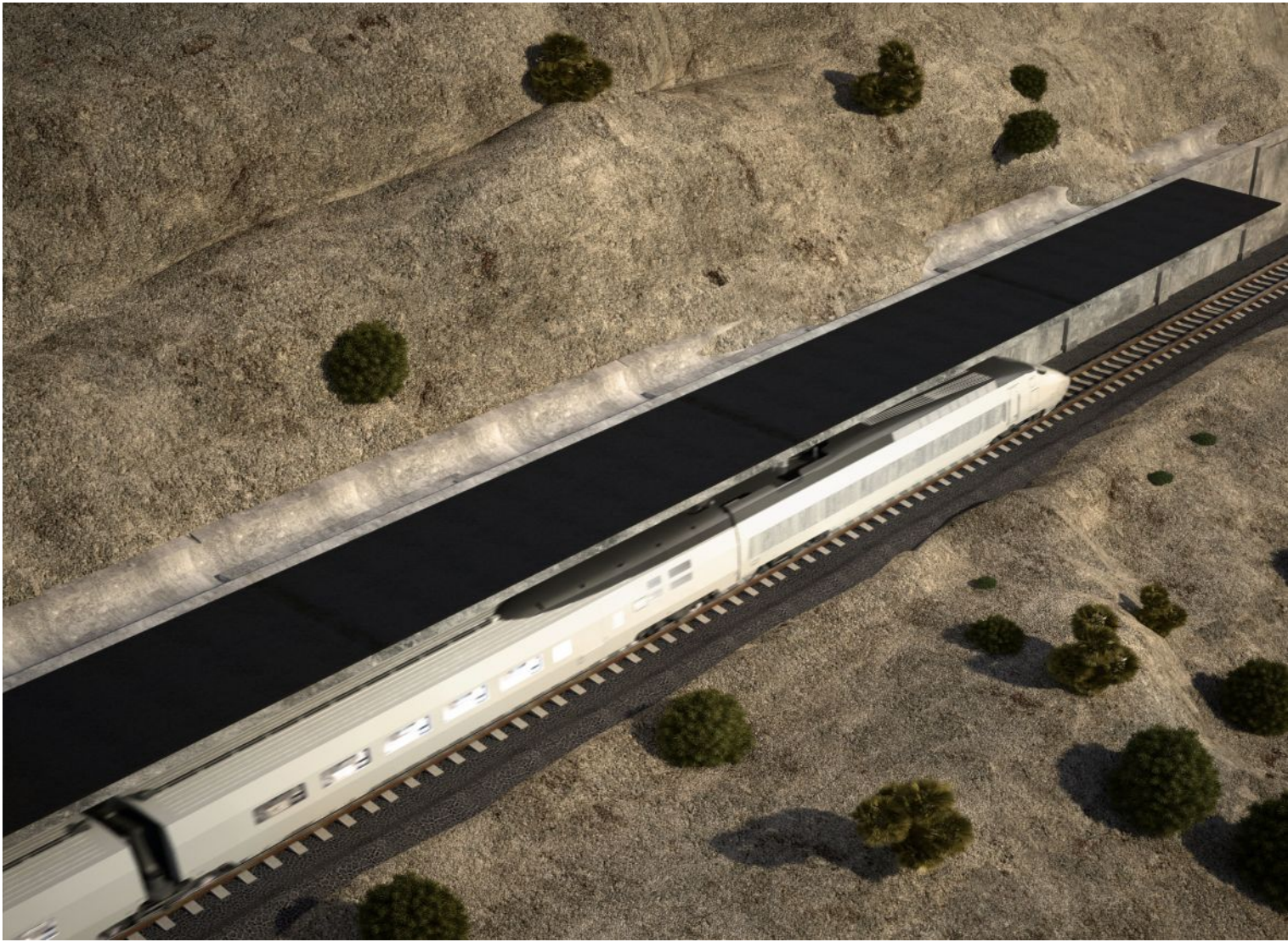


Рис. П 2.2. Render – снимок 3D-модели галереи-трамплин, вид сверху

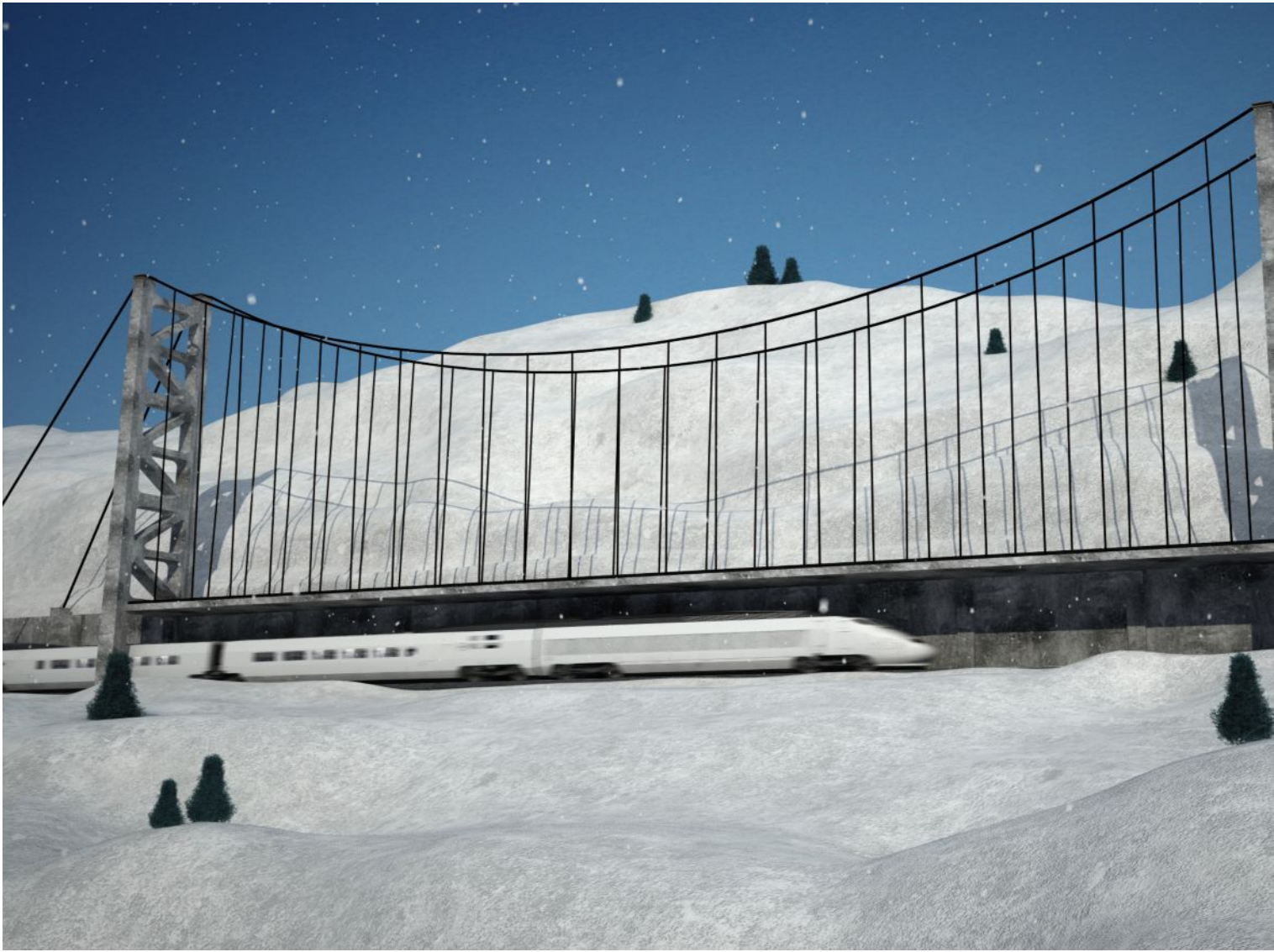


Рис. П 2.3. Render – снимок 3D-модели галереи с подвесным перекрытием, общий вид



Рис. П 2.4. Render – снимок 3D-модели галереи с подвесным перекрытием, вид сверху



Рис. П 2.5. Render – снимок 3D-модели галереи-виадука, общий вид



Рис. П 2.6. Render – снимок 3D-модели галереи-виадука, вид сверху



Рис. П 2.7. Render – снимок 3D-модели галереи-виадук, вид слева

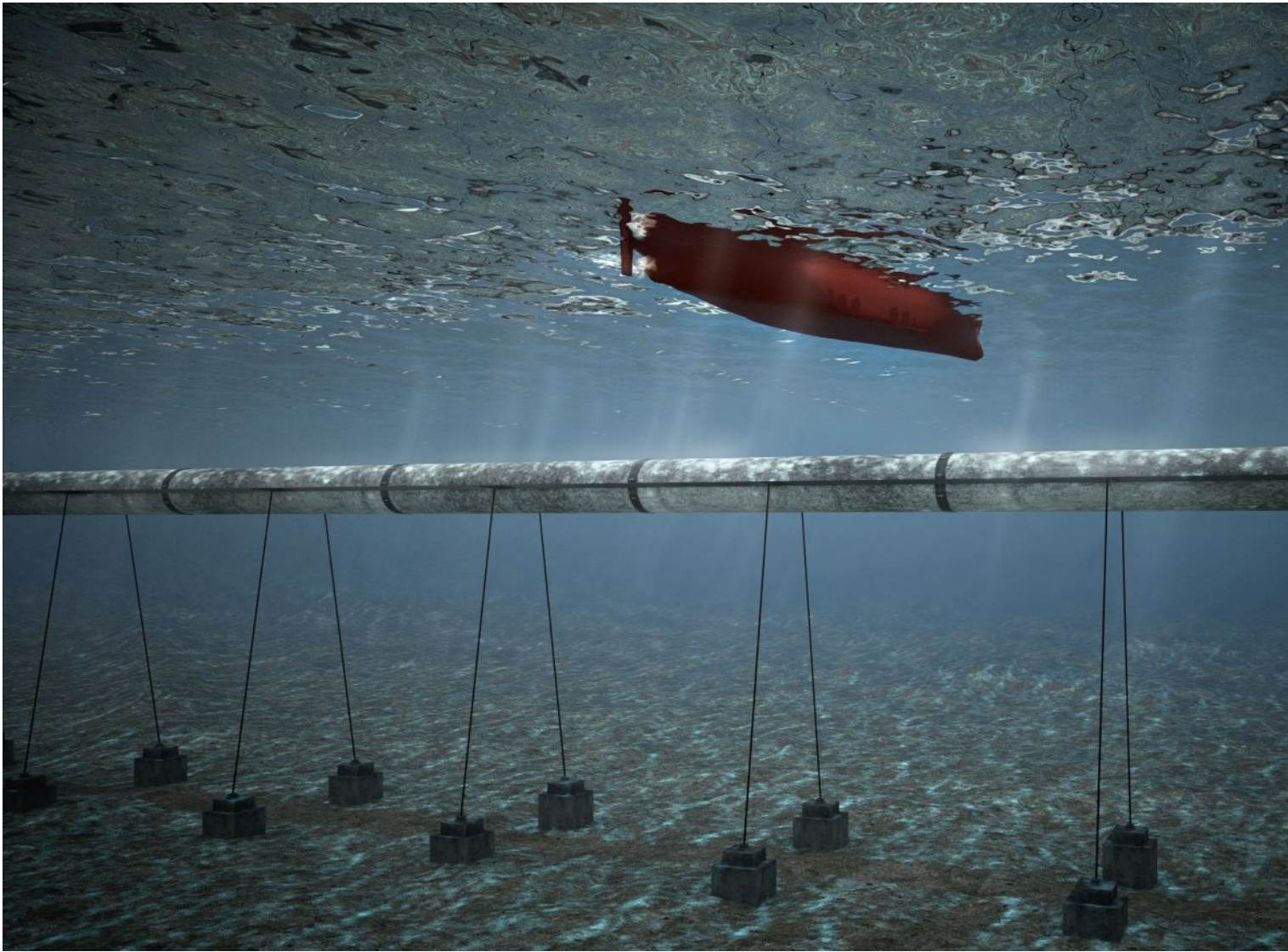


Рис. П 2.8. Render – снимок 3D-модели подводного тоннеля, общий вид в водной среде

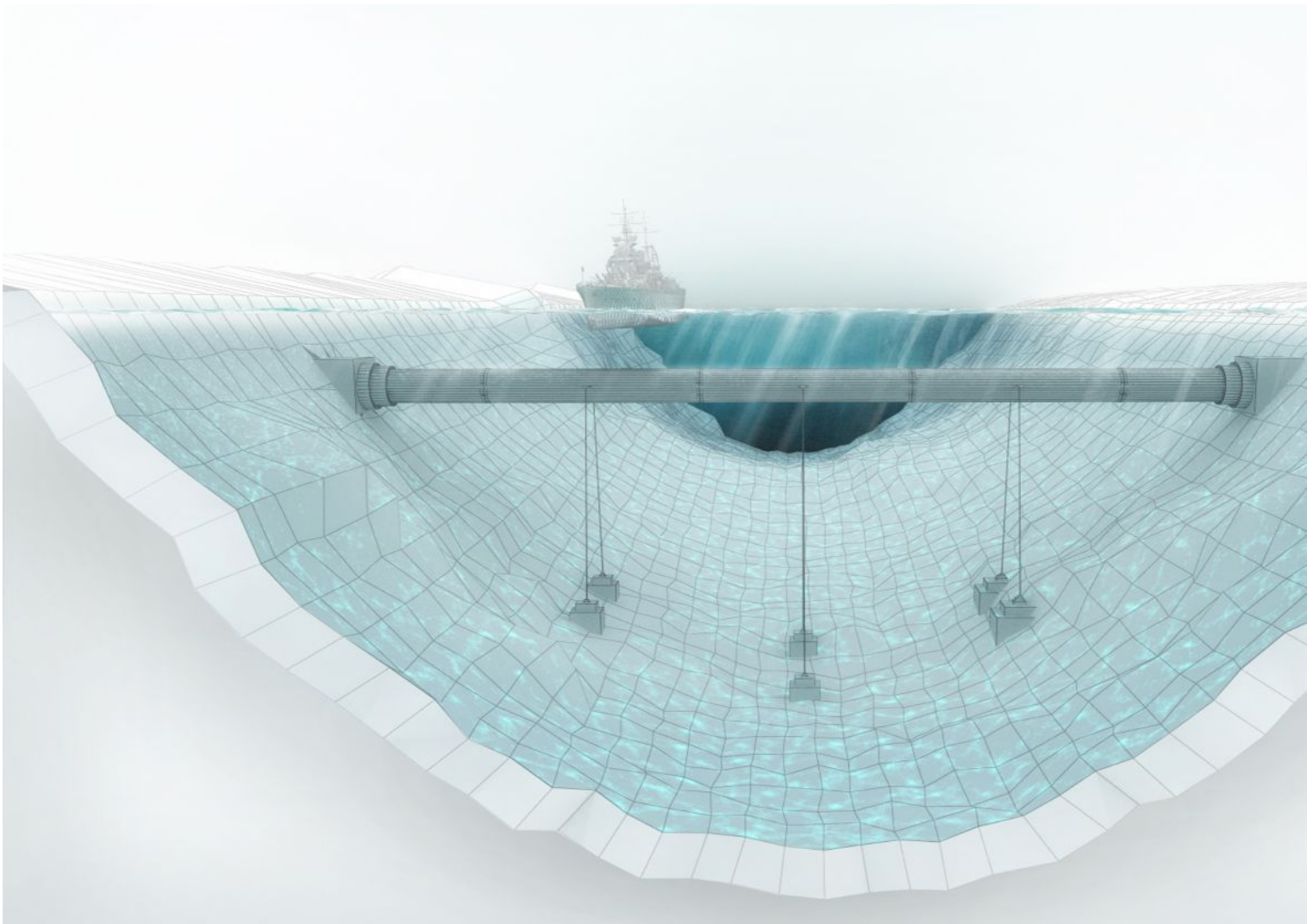


Рис. П 2.9. Render – снимок 3D-модели подводного тоннеля, инженерный разрез водной среды

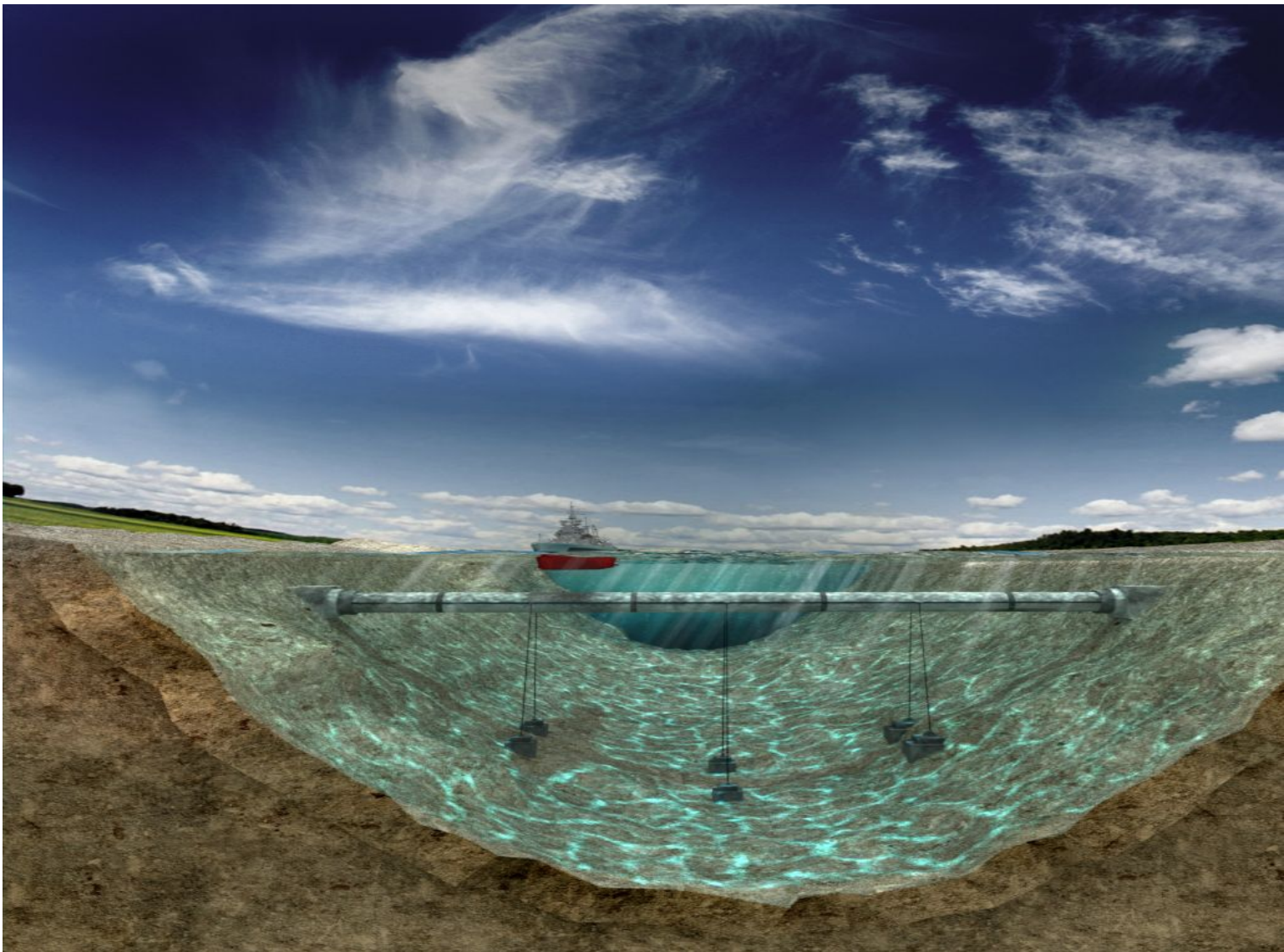


Рис. П 2.10. Render – снимок 3D-модели подводного тоннеля, природный разрез водной среды



Рис. П 2.11. Render – снимок 3D-модели вантового тоннеля, общий вид



Рис. П 2.12. Render – снимок 3D-модели вантового тоннеля, вид «берегового» участка



Рис. П 2.13. Render – снимок 3D-модели плавучего аэродрома, общий вид



Рис. П 2.14. Render – снимок 3D-модели плавучего аэродрома, взлетно-посадочная
полоса



Рис. П 2.14. Render – снимок 3D-модели плавучего аэродрома, вид сверху

