

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Санкт-Петербургский горный университет»

На правах рукописи

БУЛЬБАШЕВА Инна Александровна



**УПРАВЛЕНИЕ СЕЙСМИЧЕСКИМ ВОЗДЕЙСТВИЕМ ВЗРЫВОВ
НА ОПОРЫ ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧИ
ПРИ ОТКРЫТОЙ РАЗРАБОТКЕ МЕСТОРОЖДЕНИЙ**

Специальность 25.00.20 – Геомеханика, разрушение горных пород, рудничная аэрогазодинамика и горная теплофизика

ДИССЕРТАЦИЯ
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

НАУЧНЫЙ РУКОВОДИТЕЛЬ
доктор технических наук,
профессор Г.И. Коршунов

Санкт-Петербург – 2019

Оглавление

Введение	4
Глава 1 АНАЛИЗ МЕТОДОВ ОЦЕНКИ ВОЗДЕЙСТВИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ НА ОХРАНЯЕМЫЕ ОБЪЕКТЫ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ ВЗРЫВНЫХ РАБОТ.....	10
1.1 Анализ методов оценки сейсмозрывного воздействия на охраняемые объекты.....	10
1.2 Анализ методов обеспечения сейсмобезопасности зданий и сооружений	20
1.3 Методы расчета реакции сооружений на внешнее воздействие.....	24
1.4 Методика расчета закрепления стоек опор ЛЭП в основании	28
1.5 Выводы по главе 1	35
Глава 2 НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СЕЙСМОЗРЫВНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ОХРАНЯЕМЫЕ ОБЪЕКТЫ АФАНАСЬЕВСКОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ КАРБОНАТНОГО СЫРЬЯ.....	38
2.1 Характеристика месторождения и технология ведения взрывных работ	38
2.2 Исследование воздействия сейсмозрывных волн на охраняемые объекты Афанасьевского карьера карбонатного сырья	41
2.3 Мониторинг сейсмозрывного воздействия на массив горных пород и линейный охраняемый объект (опоры трассы ВЛ-110).....	43
2.4 Лабораторные исследования физико-механических свойств грунта у основания стоек опор в границах горного отвода	77
2.5 Выводы по главе 2.....	83
Глава 3 МОДЕЛИРОВАНИЕ РЕАКЦИИ СИСТЕМЫ «МАССИВ ГОРНЫХ ПОРОД - ОПОРА ЛЭП» ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ СЕЙСМОЗРЫВНЫХ ВОЛН.....	86
3.1 Разработка численной математической модели системы «массив горных пород – опора ЛЭП».....	87
3.2 Определение критерия потери устойчивости системы «массив горных пород – опора ЛЭП»	91
3.3 Моделирование нагружения системы «массив горных пород - опора ЛЭП» сейсмозрывными волнами	98
3.4 Выводы по главе 3.....	127

Глава 4 СОПОСТАВЛЕНИЕ НАТУРНЫХ И ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ И РАЗРАБОТКА РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО УПРАВЛЕНИЮ СЕЙСМОВЗРЫВНЫМ ВОЗДЕЙСТВИЕМ НА СИСТЕМУ «МАССИВ ГОРНЫХ ПОРОД - ОПОРА ЛЭП».....	129
4.1 Методика оценки сейсмозрывного воздействия на линейные охраняемые объекты (система «массив горных пород – опора ЛЭП»).....	129
4.2 Рекомендации по управлению сейсмическим воздействием взрывов при открытой разработке месторождений	141
4.3 Выводы по главе 4.....	147
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	149
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	151
ПРИЛОЖЕНИЕ А.....	168
ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	171
ПРИЛОЖЕНИЕ В.....	176

Введение

Актуальность темы исследования. Применение буровзрывной технологии при отработке месторождений открытым способом способствует повышенной опасности эксплуатации инженерных сооружений, находящихся на прилегающих к горному предприятию территориях. Такие сооружения как воздушные линии электропередачи, обеспечивающие электроэнергией горные предприятия, зачастую проходят в непосредственной близости от фронта добычных работ или находятся внутри карьера и опираются на массив горных пород с различными прочностными и деформационными характеристиками, подвергаясь регулярному воздействию сейсмозрывных волн от массовых взрывов. Перенос участка трассы линии электропередачи на безопасное расстояние от фронта ведения взрывных работ сопряжен с финансовыми затратами, что является сложно реализуемой задачей для предприятия.

Закрепление в грунте конструкций линейных охраняемых объектов (опор линий электропередачи) не рассчитано на многократно повторяющееся воздействие сейсмозрывных волн от массовых взрывов. Сейсмозрывное воздействие (СВВ) приводит к возбуждению колебаний конструкции, появлению и накоплению остаточных деформаций и может привести к потере устойчивости, вследствие чего на горных предприятиях регулярно проводится выправка опор линий электропередачи в вертикальное положение.

Стоит отметить, что падения опор имеют тяжелые последствия, обусловленные остановкой технологических процессов на горных предприятиях, финансовыми и организационными затратами на восстановление.

Проблемой снижения опасного воздействия промышленных взрывов на инженерные сооружения занимались такие ученые, как М.А. Садовский, Е.И. Шемякин, В.В. Адушкин, Н.В. Мельников, М.Г. Менжулин, Б.Н. Кутузов, С.А. Козырев, Г.П. Парамонов, А.П. Господариков, С.В. Цирель, В.А. Боровиков,

И.Ф. Ванягин, М.Г. Егоров, В.А. Артемов, Ю.И. Виноградов, В.И. Куликов, Р.А. Гильманов, А.Н. Холодилов, В.Б. Вильчинский и др.

Вместе с тем существующие методы оценки СВВ не учитывают конструктивных особенностей сооружений различных типов и в основном применимы к зданиям массового строительства. Определение диапазона допустимых скоростей колебаний в массиве горных пород в основании опор линий электропередачи, основанном только на учете появления трещинообразования в материале конструкции, не может в полной мере служить критерием сейсмической взрывобезопасности сооружения. Благодаря развитию современной вычислительной техники, более эффективными являются динамические методы расчета реакции системы «массив горных пород - сооружение» с учетом влияния работы массива горных пород в основании и позволяющие наиболее обоснованно подойти к управлению параметрами буровзрывных работ на устойчивость сооружения.

Таким образом, оценка СВВ на опоры линий электропередачи с детальным динамическим расчетом системы «массив горных пород – опора ЛЭП» на действие сейсмических сил от массовых взрывов, оценка реакции опоры на СВВ различных параметров с учетом физико-механических свойств массива горных пород в основании, выявление зависимостей накопления остаточных деформаций при многократном воздействии массового взрыва и расчет сейсмобезопасных параметров взрывных работ, позволяющих управлять СВВ на устойчивость сооружения, является актуальной научно-технической задачей.

Цель работы. Управление параметрами буровзрывных работ на устойчивость системы «массив горных пород – опора ЛЭП» для эффективного производства взрывных работ на карьерах в зоне линейных охраняемых объектов.

Идея работы. Устойчивость системы «массив горных пород – опора ЛЭП» обеспечивается за счет минимизации накопления остаточных деформаций и снижения максимальной амплитуды скорости колебаний, на

основе выбора количества групп замедлений и интервала замедления при массовых взрывах на карьерах.

Основные задачи исследований:

1. Выполнить анализ существующих методов оценки воздействия сейсмозрывных волн на здания и сооружения при производстве взрывных работ на карьерах.

2. Выявить зависимости параметров динамической реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» от параметров буровзрывных работ на основе численного моделирования СВВ.

3. Разработать методику оценки СВВ на опоры воздушных линий электропередачи.

4. Разработать рекомендации по выбору параметров буровзрывных работ, позволяющих управлять сейсмическим воздействием взрывов на опоры линий электропередачи для эффективного производства взрывных работ на карьерах в зоне линейных охраняемых объектов.

Методы исследований. Для решения поставленных задач использован комплексный метод исследований: анализ и обобщение данных по методам оценки СВВ на охраняемые объекты различных типов; анализ инструментальных наблюдений за сейсмическим воздействием взрывов на опоры ЛЭП на карьере карбонатного сырья, лабораторные исследования проб дисперсных грунтов основания опор; статистическая обработка результатов; численные расчеты критического угла отклонения опоры, установленной на дисперсном и скальном основаниях; численный анализ динамической реакции опоры при нагружении идеализированными сейсмограммами при различных параметрах буровзрывных работ (метод конечных элементов).

Основные защищаемые положения:

1. Прогноз устойчивости системы «массив горных пород – опора ЛЭП» при производстве взрывных работ на карьерах должен проводиться с учетом

механических характеристик горных пород в основании и максимального значения отклонения опоры, приводящего к опрокидыванию.

2. Определяющими факторами, влияющими на динамическую реакцию системы «массив горных пород - опора ЛЭП» при действии сейсмозрывных нагрузок, являются деформационные характеристики основания и количество ступеней замедления с учетом амплитуды сейсмозрывной волны при суперпозиции волн различных групп замедлений.

3. Снижение максимальной скорости колебаний опоры и динамической нагрузки на систему «массив горных пород - опора ЛЭП» достигается применением интервалов замедлений $\tau_{\text{зам}} \geq 42$ мс, количества групп замедлений $N \geq 20$ при минимизации накопления остаточных деформаций в условиях сейсмического воздействия промышленных взрывов на карьерах.

Научная новизна:

- предложен методический подход к прогнозированию устойчивости опор линий электропередачи при воздействии сейсмозрывных волн на основе учета накопления остаточных деформаций системы «массив горных пород – опора ЛЭП»;

- установлены зависимости максимальной амплитуды отклонения опоры и остаточных деформаций системы «массив горных пород - опора ЛЭП» от количества ступеней и интервала замедления при короткозамедленном взрывании на карьерах;

- установлены зависимости частот и скоростей вынужденных колебаний системы «массив горных пород – опора ЛЭП» от модуля деформации породного массива при ведении взрывных работ на карьерах.

Практическая значимость:

- разработана методика оценки СВВ промышленных взрывов на опоры линий электропередачи, основанная на численном моделировании динамической реакции системы «массив горных пород - опора ЛЭП».

- разработаны рекомендации по управлению сейсмическим воздействием взрывов на опоры линий электропередачи при открытой

разработке месторождений и обеспечении необходимого качества дробления горной породы.

Достоверность и обоснованность научных положений подтверждается: применением средств численного моделирования, использованием современных технических средств и регистрирующей аппаратуры при проведении сейсмомомеров, удовлетворительной сходимостью результатов натуральных наблюдений и результатов моделирования динамической реакции опоры ЛЭП при воздействии сейсмозрывных волн.

Апробация работы. Основные положения исследований были представлены на научных конкурсах и конференциях в 2016-2019 гг.: международном форуме-конкурсе «Проблемы недропользования» (Горный университет, Санкт-Петербург, 2018, 2019 г. (Диплом I степени, 2019 г.), Международный научный симпозиум «Неделя горняка-2019», (НИТУ МИСиС, г. Москва, 2019 г.), III и IV международные научно-практические конференции «Промышленная безопасность предприятий минерально-сырьевого комплекса в 21 веке» (Горный университет, Санкт-Петербург, 2016, 2018 г.), Международная научно-практическая конференция, посвященная 110-летию горного факультета «Горное дело в 21 веке: технологии, наука, образование» (Горный университет, Санкт-Петербург, 2017 г.), Международная конференция молодых ученых на базе Фрайбергской горной академии (Фрайберг, Германия, 2016 г.), Международная научно-практическая конференция «Современные научно-практические решения и подходы» (Москва, 2016 г.).

Личный вклад автора заключается в постановке цели и задач исследований, анализе и обобщении существующих методов оценки СВВ на охраняемые объекты различных типов, проведении натуральных исследований СВВ на охраняемые объекты Афанасьевского карьера карбонатного сырья, проведении лабораторных исследований проб грунтов в основании опор линий электропередачи Афанасьевского карьера карбонатного сырья,

разработке расчетных численных моделей, разработке рекомендации по выбору параметров буровзрывных работ для управления СВВ на охраняемые объекты.

Публикации. Основные результаты диссертационной работы содержатся в 9 опубликованных работах, в том числе 3 из них – в изданиях, рекомендованных ВАК Минобрнауки России, 2 – в издании, индексируемом международной базой данных Scopus.

Объем и структура работы. Диссертация состоит из введения, 4 глав и заключения, изложенных на 180 страницах машинописного текста, содержит 97 рисунков, 33 таблицы, список литературы из 144 наименований, 3 приложения на 12 страницах.

Глава 1 АНАЛИЗ МЕТОДОВ ОЦЕНКИ ВОЗДЕЙСТВИЯ СЕЙСМИЧЕСКИХ КОЛЕБАНИЙ НА ОХРАНЯЕМЫЕ ОБЪЕКТЫ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ ВЗРЫВНЫХ РАБОТ.

1.1 Анализ методов оценки сейсмозрывного воздействия на охраняемые объекты

При взрывном разрушении горных пород сейсмозрывные волны, распространяющиеся на значительные расстояния от источника массового взрыва в виде колебаний грунта и массива горных пород, могут нанести существенные повреждения охраняемым объектам (здания, инженерные сооружения, горное и транспортное оборудование карьеров и т.д.).

Взрывному превращению взрывчатого вещества (ВВ) в колонке заряда при протекании чрезвычайно быстрой химической реакции присущи следующие признаки:

- высокая скорость распространения детонационного фронта по заряду взрывчатого вещества (скорость детонации взрывчатого вещества варьируется в диапазоне 2000-7000 м/с);
- образование газообразных продуктов взрыва под высоким давлением (разрушительный эффект взрыва обуславливается переходом потенциальной энергии взрывчатого вещества в механическую при расширении газообразных продуктов взрыва);
- экзотермичность реакции (высокая теплота реакции обуславливает механическое действие взрыва).

При ударе сжатых газообразных продуктов взрыва по стенкам взрывной камеры происходит смещение частиц среды во всех направлениях: формируется ударная волна, волна сжатия в ближней зоне взрыва и сейсмическая волна в дальней зоне взрыва по мере выполаживания переднего фронта волны сжатия [1].

Сейсмическое воздействие взрыва можно охарактеризовать плотностью потока сейсмической энергии, напряжениями в грунте у основания охраняемого объекта, продолжительностью колебаний грунта и

объекта, амплитудно-частотным характеристикам колебаний, а также по амплитудам смещений, скорости и ускорения смещений частиц грунта в основании охраняемого объекта [2]. Из вышеперечисленных характеристик наиболее часто используемыми являются динамические показатели – скорость, ускорение колебаний и смещение частиц грунта. При этом векторная скорость колебаний частиц грунта в меньшей степени чем ускорение или смещение зависит от геологического строения трассы распространения сейсмовзрывной волны и также является энергетической характеристикой, т.е. хорошо коррелирует с повреждениями сооружений. Такая характеристика как, например, компоненты тензора напряжений является сильно зависящей от геологического строения массива, по которому распространяется волна, из-за слоистости, изменения плотности и т.д. [3, 70].

Характер воздействия взрывов на охраняемые объекты, в свою очередь, зависит от конструктивных особенностей сооружения, качества строительства, динамических свойств грунта основания, а также характера взаимодействия грунта основания и сооружения [2,4].

В настоящее время методы количественной оценки сейсмического действия взрыва основываются на теории подобия и использовании зависимости скорости колебаний грунта от приведенного расстояния между источником колебаний (взрываемым блоком) и пунктом наблюдения и массы заряда взрывчатого вещества (ВВ) [5,6,73,74]:

$$v = K \left(\frac{\sqrt[3]{Q}}{r} \right)^v, \quad (1.1)$$

где K , v – эмпирические коэффициенты, зависящие от условий взрывания и распространения сейсмовзрывных колебаний, r – расстояние, м; Q – масса заряда, кг.

Подобный подход, предложенный Садовским М.А., существенно облегчает классификацию и прогнозирование параметров взрывного воздействия и позволяет объединять инициирование различных зарядов в группы подобия по одному из параметров источника взрыва [6]. Известно,

что ряд явлений при взрыве связан с геометрическими параметрами заряда ВВ. Такие соотношения были установлены для радиусов равного действия взрывов зарядов различного веса: радиус равного действия взрыва заряда пропорционален линейному размеру заряда или кубическому корню из веса заряда, что является принципом геометрического подобия. Если подразумевается, что при взрыве одного ВВ вес заряда и энергия взрыва пропорциональны размеру взрывного источника, то действует принцип энергетического подобия. Приведение взрывов разного масштаба осуществляется с использованием «безразмерной координаты» $r/q^{1/3}$ [7]. Данный принцип подобия широко используется на практике при оценке и прогнозировании взрывного воздействия на охраняемые объекты.

Основным критерием оценки сейсмического воздействия взрыва в массиве горных пород на охраняемые здания и сооружения является скорость смещения частиц грунта в основании охраняемых объектов. Векторная скорость будучи критерием сейсмической опасности является характеристикой поверхностной плотности сейсмической энергии и имеет непосредственное отношение к условиям повреждения сооружений. Повреждение сооружения наступает только при условии наличия достаточного количества энергии, прокачиваемой через сооружение в виде сейсмических волн, т.е. речь идет о максимальной эффективной удельной энергии, протекающей через единицу площади поверхности на границе охраняемого объекта за характерное время, равное периоду основного тона его собственных колебаний [3, 80]. Эффективная удельная энергия равна:

$$\varepsilon_{\text{э}} = \max_t \int_t^{t+T_0} \rho c v^2 dt, \quad (1.2)$$

где ρ – плотность среды распространения взрывной волны, кг/м³; c – скорость распространения волны, м/с; t – время, с; T_0 – характерное время, с.

Таким образом, сложную сейсмограмму колебания грунта можно представить в виде полусинусоид с различными параметрами (скорости

колебаний, период, амплитуда) и подсчитать поверхностную плотность энергии [3]:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{4} \rho \int_{t=1}^k v_{xi}^2 T_{xi} c_{xi}, \quad (1.3)$$

где v_{xi} – величина скорости в i -й полусинусоиде, м/с; c_{xi} – скорость распространения волн (зависит от типа волны), м/с; T_{xi} – период полусинусоиды, с.

Принцип охраны зданий и сооружений от действия взрыва основывается на сравнении максимально возможной и предельно-допустимой скорости колебаний грунта у основания сооружения, поскольку она напрямую связана с трещинообразованием и разрушениями, возникающими в конструкциях и их элементах. Предельно-допустимые скорости колебаний сооружений, соответствующие граничным условиям их сохранности, определяются в зависимости от их конструктивных особенностей, типа используемых материалов, динамических характеристик и состояния. Такой подход предполагает экспериментальное получение зависимости доли поврежденных зданий от скорости смещения грунта в их основании и реализуется путем определения допустимых и предельных скоростей колебаний сооружений при помощи специально разработанных шкал для оценки последствий взрывов [71,72,75] (таблица 1.1). Еще одним способом определения допустимой скорости колебаний является экспертная оценка специалистов – проектировщиков, сейсмологов и т.д.

Таблица 1.1 – Шкала балльности сейсмической интенсивности

Балл	Характеристика воздействия	Скорость колебаний грунта, мм/с	
		Шкала MSK-64 для замелетрясений	Шкала Медведева для горных взрывов
1	Колебания отмечаются только приборами	<1,25	< 2

Продолжение таблицы 1.1

2	Колебания ощущаются в отдельных случаях при тишине	1,25 – 2,5	2-4
3	Колебания ощущаются только некоторыми людьми или знающими о взрыве	2,5 – 5	4-8
4	Колебания отмечаются многими людьми, дребезжание стекол	5 – 10	8-15
5	Осыпание побелки, повреждение ветхих зданий	11 – 20	15-30
6	Тонкие трещины в штукатурке; повреждение зданий, имевших деформации	21 – 40	30-60
7	Повреждение зданий, находящихся в удовлетворительном состоянии: трещины в штукатурке, тонкие трещины в стенах, трещины в печах и трубах	41 – 80	60-120
8	Значительные повреждения зданий: трещины в несущих конструкциях и стенах, большие трещины в перегородках, падение печных труб, обвалы штукатурки	81 – 160	120-240
9	Разрушение зданий: большие трещины в стенах, расслоение кладки, падение некоторых участков стен	161 – 320	240-480
10-12	Большие разрушения и обвалы зданий	> 320	> 480

Также при оценке воздействия сейсмозрывной волны на сооружения необходимо принимать во внимание динамические характеристики различных типов сооружений (период и частоту собственных колебаний, декремент затухания), то есть *учитывать частотный состав сейсмозрывной волны* при определении допустимых скоростей колебаний грунта основания и сооружения, так как волны различной частоты при одних и тех же значениях скорости по-разному воздействуют на разные типы зданий. В работе [65] показано, что предельно-допустимые скорости смещений по шкале MSK-64 при применении метода КЗВ могут быть увеличены в зависимости от диаметра зарядов, свойств породного массива, типа применяемого взрывчатого вещества, которые влияют на преобладающую частоту взрывного импульса.

При оценке механического воздействия на сооружение изучение спектрального состава сейсмозрывных колебаний имеет важное значение, так как спектральные особенности колебаний любой системы являются важнейшими характеристиками ее работы и позволяют уточнить представление о поведении сооружения под воздействием сейсмозрывных нагрузок. Возникает необходимость учета частотных характеристик колебаний грунта основания сооружения и сравнение их с собственными частотами колебаний самого сооружения, а также частотами колебаний сооружения при СВВ, так как сооружение усиливает колебания близкие по частоте к собственным частотам и подавляет другие, работая как фильтр [8]. Параметрами СВВ, характеризующих спектральный состав колебаний, являются период колебаний, соответствующий максимальной амплитуде, спектр Фурье.

В результате воздействия сейсмозрывных нагрузок на сооружение, может возникнуть раскачка и, как следствие, вероятность появления необратимых деформаций несущих конструкций. Одним из подходов к оценке воздействия сейсмозрывной волны на здание является *определение предельной величины раскачки здания*, вызванной ведением взрывных работ, по динамике изменения амплитудно-частотного спектра (изменение амплитуд собственных колебаний, ширины спектральной линии) здания от его раскачки. В результате по характеру изменения напряженно-деформируемого состояния сооружения и изменением амплитудно-частотного спектра здания можно установить параметры безопасного ведения взрывных работ [9].

Еще одним важным фактором при оценке степени СВВ на сооружения является многократность повторения этого воздействия. В грунте основания сооружения, воспринимающего все нагрузки и обеспечивающего устойчивость сооружения, происходит постепенное изменение напряженно-деформированного состояния, появляются зоны предельного равновесия, что приводит к локальным деформациям грунта основания и, как следствие,

может привести к потере устойчивости сооружения или появлению трещин и локальных деформаций в элементах конструкций.

Федеральные нормы и правила в области промышленной безопасности «Правила безопасности при взрывных работах», регламентирующие ведение взрывных работ в непосредственной близости от охраняемых объектов и определение расстояний безопасных по воздействию сейсмозрывных волн, предписывают определение сейсмобезопасных расстояний для зданий малой этажности обычной конструкции, находящихся в удовлетворительном техническом состоянии, на основе зависимости между величиной безопасного расстояния и величиной интервала замедления между группами зарядов, числа зарядов и массы ВВ за ступень замедления или суммарной массы ВВ [10]. Рассчитанное сейсмобезопасное расстояние обеспечивает безопасность зданий, ограничивая величину скорости колебаний грунта не выше предельно-допустимой. При этом предельно-допустимая скорость колебаний грунта для каждого объекта уникального характера (высотные здания, башни, исторические памятники архитектуры и т.д.), а также сложных инженерных сооружений (радиомачты, мосты, гидротехнические сооружения и т.д.) определяется с учетом его конструктивных особенностей, технического состояния (наличие повреждений, трещин, нарушение режима нормальной эксплуатации сооружения), степени ответственности и т.д. Таким образом, правила безопасности рекомендуют проводить оценку сейсмобезопасных расстояний для каждого отдельного объекта с привлечением специализированных организаций.

Руководство по определению радиусов опасных зон сейсмического действия взрывов [11] содержит указания по выбору допустимой скорости колебаний в основании охраняемых объектов. Например, для жилых зданий и сооружений допустимая скорость колебаний составляет от 1 до 3 см/с; для опор линий электропередач эта величина варьируется в пределах 20-30 см/с. Следует отметить, что столь высокий диапазон значений взят, исходя из появления первичного трещинообразования в бетоне фундаментов этих

конструкций; при этом работа (колебания) наземной части конструкции опор никак не учитывается при выборе предельно-допустимой скорости колебаний.

Выбор максимальной скорости колебаний грунта в качестве критерия сейсмической опасности для зданий был обоснован и статистически подтвержден на основании результатов статистической оценки тесноты связей между параметрами колебаний и повреждениями в работах М.А. Садовского, учеными-исследователями Ю. Лангефорсом, Т. Нортвудом и А. Эдвардсом. В нормативах Бюро горных работ США отражено, что максимальная скорость колебаний лучше, чем максимальные ускорения и смещения коррелирует с характером полученных зданием повреждений. [3,6,12-15,76, 136].

В 2008 году был введен в действие нормативный документ – ГОСТ Р 52892-2007 «Вибрация и удар. Вибрация зданий» [16], руководствуясь положениями которого можно определить предельно-допустимый уровень вибраций от различного рода техногенных источников, включая промышленные взрывы. ГОСТ Р 52892-2007 регламентирует в качестве предельных значений максимальных скоростей колебаний принимать такие, при которых возникает риск легких косметических повреждений конструкций зданий, не рассчитанных на сопротивление к действию динамических сил. Ввиду отсутствия широкой отечественной базы достоверных исследований по вопросам статистического анализа повреждаемости охраняемых объектов при ведении взрывных работ, ГОСТ Р 52892-2007 (справочное приложение «Б») дает ссылку на диапазоны безопасных уровней колебаний, принятые в качестве нормативных в Германии, США и Великобритании [17-19]. Основным контролируемым параметром колебаний согласно зарубежным нормативным документам является скорость колебаний в основании защищаемого объекта, которая является частотно-зависимой характеристикой, при этом предельно-допустимые скорости колебаний различаются в несколько раз. Так,

например, согласно стандарту США для здания предельно допустимая скорость колебаний составляет 10-20 мм/с, а по стандарту Великобритании она равна для аналогичного здания 50 мм/с. Частота собственных колебаний зданий составляет 1-5 Гц, поэтому наиболее низкая допустимая скорость колебаний должна быть на этой частоте (случай возникновения резонанса). Стоит отметить, что в указанных нормативных документах охвачено достаточно ограниченное количество типов конструкций и сооружений.

Согласно СП 14.13330.2014 «Строительство в сейсмических районах» [20], мерой сейсмического воздействия землетрясения и взрыва является интенсивность сейсмических колебаний, выраженная в баллах сейсмической шкалы. В зависимости от интенсивности колебаний грунта могут быть различные последствия, характер которых представлен в таблице 1.1. Скорость колебаний грунта в основании сооружения служит критерием для оценки степени опасности сейсмического воздействия. Основываясь на картах сейсмического районирования России [21], допустимая скорость колебаний выбирается так, чтобы была исключена вероятность разрушения сооружения, а также нарушение режимов работы технологического оборудования. При многократно повторяющихся сейсмических воздействиях на застройку пороговую планку понижают на 1 балл.

Шкала интенсивности колебаний при взрыве была разработана на основании обобщения результатов наблюдений за повреждениями массовой застройки городов и поселений, недостаток ее состоит в том, что она не учитывает индивидуальных инженерно-строительных характеристик зданий и сооружений и их сейсмостойкость. Этот недостаток частично устранен в методе определения предельно-допустимых скоростей колебаний сооружений при массовых взрывах, разработанном Богацким В.Ф. и Пергаментом В.Х. [2].

Методика расчета предельно-допустимой скорости колебания грунта по рангам учитывает разделение объектов по их состоянию, конструктивным особенностям и классу по нескольким признакам. Предельно-допустимые

скорости колебаний грунта были получены в результате анализа данных регистрации колебаний грунта при взрывах на горных предприятиях СССР и натуральных данных обследования наиболее характерных деформаций и повреждений сооружений. Этот анализ позволил установить зависимость вида повреждений в зданиях, начиная с их отсутствия, наличия трещин в штукатурке, стенах, обрушения штукатурки и до состояния здания, близкого к разрушению, от скорости колебаний грунта, эпицентрального расстояния и массы заряда. В результате обобщения данных была предложена формула для определения величины предельно-допустимой скорости колебаний:

$$u_{\text{ДР}} = 0,01 \cdot e^{\frac{K+P}{2}+1}, \quad (1.4)$$

где e - основание натурального логарифма; K – класс сооружений по СП 14.13330.2014; P - суммарный ранг сооружений.

Однако, данная методика охватывает только здания и сооружения каркасного типа, не учитывая всего многообразия конструкций и сооружений промышленного типа.

Рассмотренные методические подходы к оценке сейсмобезопасных параметров колебаний у охраняемого объекта могут быть использованы в комплексе для предварительной оценки уровня предельно-допустимых скоростей колебаний [77]. Однако в случаях, когда необходимо обеспечить сейсмобезопасность уникальных зданий и инженерных сооружений и определить предельно-допустимые уровни скоростей смещения основания, необходимо проводить детальный динамический расчет сооружения на действие сейсмических сил от взрывов, позволяющий наиболее полно изучить работу конструкции на всем протяжении времени ее нагружения сейсмозрывными волнами с различными параметрами для наиболее обоснованного выбора сейсмобезопасных параметров буровзрывных работ.

1.2 Анализ методов обеспечения сейсмобезопасности зданий и сооружений

1.2.1 Снижение интенсивности сейсмического воздействия взрыва управлением параметрами буровзрывных работ (изменением технологических условий ведения взрывных работ)

Сейсмическое воздействие взрывных работ является результатом необратимых деформаций (дробления, трещинообразования) горной породы в результате взрывчатого разложения заряда взрывчатого вещества. Поэтому воздействуя на процесс взрывного разрушения горных пород, можно управлять сейсмическим воздействием массовых взрывов на окружающий массив и охраняемые объекты.

В зоне сейсмического очага взрыва воздействие на колебания окружающего массива может быть достигнуто посредством применения метода короткозамедленного взрывания (КЗВ), применением взрывчатых веществ с различными физико-детонационными характеристиками, конструированием зарядов взрывчатых веществ, применением различных схем инициирования и т.д.

Применение метода КЗВ является одним из основных инструментов управления сейсмическим воздействием взрыва на охраняемые объекты благодаря тому, что сейсмический эффект взрыва сводится к воздействию массы заряда взрывчатого вещества в одной ступени замедления, что позволяет значительно увеличивать масштабы массовых взрывов. В условиях стесненной жилой или промышленной застройки применение метода КЗВ также является актуальным, поскольку позволяет минимизировать ущерб для окружающей среды.

Выбор оптимального интервала замедления между группами зарядов ВВ в схемах КЗВ осуществляется в соответствии с акустическими свойствами горной породы из условий уменьшения явлений интерференции при распространении сейсмозрывных волн в окружающем массиве у основания охраняемых объектов и исключения вероятности «подбоя»

соседних зарядов ВВ на блоке. Изменение характера колебаний при применении КЗВ обусловлено изменением амплитудно-частотного состава и параметров сейсмозрывных волн с удалением от взрыва при их распространении в массивах с различными свойствами слагающих пород. При уменьшении акустической жесткости горной породы величина интервала замедления увеличивается: в горных породах с низкими деформационно-прочностными характеристиками, как правило, используются замедлители с большими интервалами времени замедления (50-90 мс), что способствует снижению сейсмического воздействия; в крепких горных породах (граниты, известняки) применение интервалов замедлений 15-50 мс позволяет снизить сейсмическое воздействие. С целью снижения интерференции сейсмозрывных волн величина интервала замедления между группами зарядов должна превышать время положительной фазы сейсмозрывной волны.

Однако, основным технологическим недостатком широко применяемых в настоящее время неэлектрических систем инициирования (НСИ) зарядов («Эдилин», «Искра» и т.д.), обеспечивающих применение метода КЗВ, является низкая точность срабатывания детонаторов по времени замедления. По данным [22, 23] разброс фактических значений срабатывания детонаторов-замедлителей при использовании НСИ составляет 10-20 % от значения номинала для поверхностной взрывной сети и 5-10 % для внутрискважинных детонаторов, т.е. использование неэлектрических систем инициирования скважинных зарядов делает формирование групп единовременно взрывающихся зарядов случайным и, как следствие, влияет на явление интерференции при распространении сейсмозрывных волн в окружающий массив горных пород.

Использование электронных систем инициирования создает преимущество в достижении высокой точности срабатывания электронных детонаторов по времени замедления. По результатам сравнительной оценки электронных и неэлектрических систем инициирования по критерию

интенсивности создаваемых сейсмозрывных возмущений, было выявлено, что использование электронных систем инициирования снижает уровень СВВ в 1,6 раз [24,25]. Таким образом обеспечивается соблюдение очередности инициирования зарядов, заложенной в проекте массового взрыва, а также уменьшение количества зарядов взрывчатого вещества в одной группе зарядов [68, 69].

Выбор схемы инициирования зарядов ВВ на блоке также способствует регулированию сейсмического эффекта проводимых взрывов: наиболее существенное влияние на снижение сейсмического воздействия взрывов на охраняемые объекты оказывает применение схем взрывания с диагональными рядами [2].

Ориентация взрывающей группы зарядов относительно охраняемого объекта также значительно влияет на интенсивность сейсмических колебаний при взрывных работах. При взрывании зарядов на фланге взрывающего блока со стороны охраняемого объекта при направлении детонации от охраняемого объекта достигается уменьшение скорости сейсмических колебаний грунта в 2-3 раза сравнительно с расположением охраняемого объекта на противоположном фланге взрывающего блока [1,26]. Однако наличие различных охраняемых объектов в непосредственной близости от карьера, расположенных в разных направлениях, сложности условия их одновременного расположения на фланге прямолинейно распределенного заряда не всегда является возможным [24].

1.2.2 Снижение интенсивности воздействия сейсмозрывных волн при помощи искусственных барьеров

При проведении взрывных работ на рудниках, где объем разрушаемой породы за один взрыв может достигать 2 млн. т, управление параметрами буровзрывных работ с целью уменьшения интенсивности сейсмических колебаний бывает не всегда достаточным. Поскольку при распространении сейсмозрывных волн по массиву грунта от взрывающего блока их интенсивность зависит от свойств среды распространения и расстояния до

источника, то с целью обеспечения допустимого уровня колебаний массива грунта у охраняемых объектов довольно часто прибегают к сооружению искусственных преград, барьеров на пути распространения сейсмозрывной волны, способствующих снижению ее интенсивности.

Можно выделить два основных подхода к вопросу гашения колебаний барьерами в зависимости от его расположения относительно охраняемого объекта и источника колебаний: в одном случае гашение энергии колебаний происходит непосредственно рядом с источником путем создания экранирующих щелей [27, 28, 29], в другом случае – искусственные преграды могут быть расположены ближе к охраняемому объекту [30-49]. Гашение интенсивности СВВ при экранировании достигается за счет частичного отражения сейсмических волн от внутренней границы экрана и затухания колебаний при прохождении волны по материалу, заполняющему экран, причем количество отраженной в массив энергии зависит от акустических жесткостей среды распространения сейсмической волны и материала-заполнителя экрана. Установлено, что возможно достичь снижения скорости колебаний за экранирующей поверхностью до 2-3 раз за счет формирования зоны сейсмической «тени» [4] (рисунок 1.1).

Экраны могут представлять из себя как незаполненные траншеи, так и щели с различными заполнителями (материалы с различной акустической жесткостью), также существуют системы вертикальных и горизонтальных барьеров для обеспечения гашения разных типов волн [29, 32, 36].

Как показали исследования [29, 30, 34, 35, 36] эффективность работы экранирующей щели обусловлена следующими факторами: геометрическими параметрами экрана (шириной, глубиной и длиной по фронту), типом материала-заполнителя, взаимным расположением источника, экрана и охраняемого объекта. В работе [34] на основе численного моделирования исследовано снижение интенсивности сейсмозрывной волны за экраном в зависимости от вариации его ширины и глубины, расстояния между экраном и источником колебаний, что позволило более обоснованно подойти к

изучению эффективности работы экранирующих поверхностей в натуральных условиях.

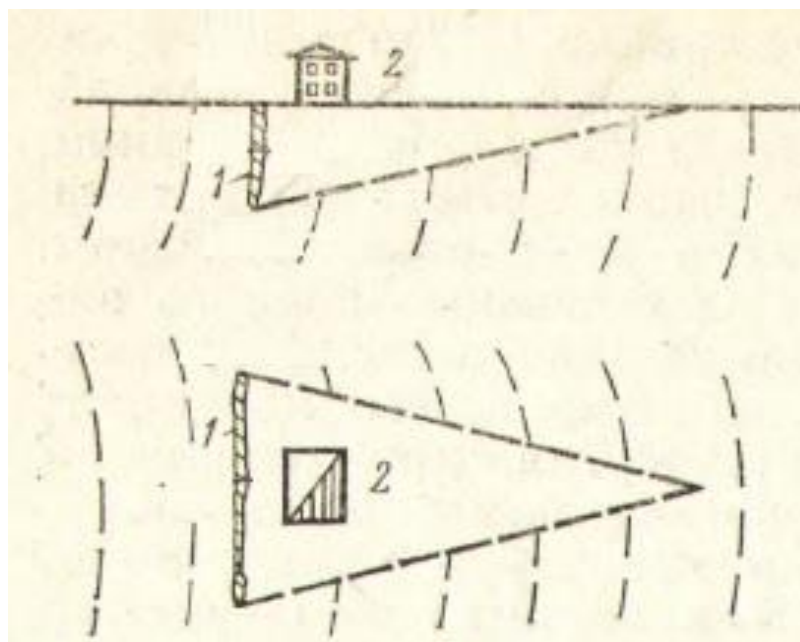


Рисунок 1.1 – Формирование зоны сейсмической «тени» при расположении экрана 1
вблизи охраняемого объекта 2

Тем не менее, защита инженерных сооружений большой протяженности от СВВ требует создания области сейсмической «тени» больших размеров, что не всегда является экономически целесообразным мероприятием.

1.3 Методы расчета реакции сооружений на внешнее воздействие

Выбор метода расчета сооружения на динамическое воздействие определяется с учетом конструктивных особенностей сооружения, ответственности конструкции, представительного объема исходной информации, частотных характеристик объекта исследования и т.д.

Целью проведения расчета реакции системы «массив горных пород – сооружение» на динамическое воздействие является определение ответной реакции (перемещений, ускорений, внутренних усилий и т.д.) под действием внешнего источника колебаний с учетом поведения конструкции или конструкционных материалов, грунта/пород в основании. Расчеты специальных и уникальных сооружений на сейсмическое воздействие

должны производиться с учетом физической, геометрической и конструктивной нелинейностей, а также с учетом совместной работы надземной части конструкции, фундаментов и грунта основания [20]. Одним из таких методов является нелинейный динамический анализ (Non-linear Time-history Dynamic analysis) [50, 51, 52], учитывающий различные виды нелинейности и достаточно широко применяемый в настоящее время при анализе реакции системы, подвергающейся динамической нагрузке и реализованный на базе современных программных конечно-элементных комплексов типа SimuliaAbaqus, AnsysExplicit Dynamics, COSMOS/M и т.д. Данный метод основан на расчете динамического воздействия в виде сейсмограмм колебаний грунта основания сооружения при помощи численного интегрирования уравнений движения; при этом состояние сооружения прослеживается в течение всего периода колебаний, охваченного расчетной велосиграммой [53, 54, 55, 78].

Основой для реализации динамического метода расчета является дифференциальное уравнение движения системы. Для систем с конечным числом степеней свободы это уравнение в матричной форме может быть записано как:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = f^a, \quad (1.5)$$

где u – вектор узловых перемещений; \dot{u} – вектор узловых скоростей ($\dot{u} = v$); \ddot{u} – вектор узловых ускорений ($\ddot{u} = a$); M – матрица масс; C – матрица демпфирования; K – матрица жесткости; f^a – вектор приложенных к системе нагрузок.

Решение дифференциального уравнения состоит в решении нелинейных алгебраических уравнений на каждом шаге интегрирования по времени. Пошаговое интегрирование предполагает вычисление реакции системы через достаточно небольшие интервалы времени Δt , в начале и в конце каждого из которых устанавливаются условия динамического равновесия. Различают явные и неявные методы интегрирования уравнений

движения. Использование явных схем интегрирования позволяет получить значения динамических величин (ускорения, скорости и смещения системы) для времени $t+\Delta t$ на основе известных значений этих величин на предыдущем шаге t . Центральнo-разностный оператор, который наиболее часто используется при динамическом расчете напряженно-деформированного состояния (НДС), является условно устойчивым. Предел устойчивости зависит от размера конечных элементов в модели и времени прохождения наиболее быстрой волной самого маленького конечного элемента. Численное решение является условно устойчивым в том случае, если шаг Δt не превышает некоторого критического значения t [91, 92]. Применение этого метода ограничено решением нестационарных задач (переходных процессов). В случае применения этого метода для решения стационарных задач инерционные эффекты должны быть малы, чтобы ими можно было пренебречь [93, 94-96].

Метод явного решения динамических задач основан на применении явной схемы интегрирования вместе с использованием диагональной матрицы масс элементов. При интегрировании уравнений движения тела используется центрально-разностная схема [92, 95]:

$$u^{(i+1)} = u^i + \Delta t^{(i+1)} \dot{u}^{(i+1)}, \quad (1.6)$$

$$\dot{u}^{(i+1/2)} = \dot{u}^{(i-1/2)} + \frac{1}{2}(\Delta t^{(i+1)} + \Delta t^{(i)}) \ddot{u}^{(i)}, \quad (1.7)$$

где \dot{u} - скорость, \ddot{u} - ускорение, $i, i - \frac{1}{2}, i + \frac{1}{2}$ - номер шага и значения величин в середине шага.

$$\ddot{u}^{(i)} = M^{-1} \cdot (F^{(i)} - I^{(i)}), \quad (1.8)$$

где M – матрица масс (диагональная), F – вектор приложенной нагрузки, I – вектор внутренних усилий.

При использовании неявных схем интегрирования вычисление динамических величин на шаге $t+\Delta t$ реализуется путем использования значений этих величин не только для времени t , но и для времени $t+\Delta t$.

При динамическом анализе, когда используется неявная схема интегрирования, возможно реализовать автоматический выбор шага по времени, основанный на концепции «невязки на половине шага» [56]. Основная идея заключается в том, что когда решение для времени $t+\Delta t$ получено, то исходя из величины разницы между точным и приближенным решением уравнений равновесия для времени $t+\Delta t/2$, можно оценить точность решения и провести корректировку шага по времени. Адаптивная схема выбора шага по времени основана на оценке ошибки равновесия системы в определенный момент времени за счет определения расхождения между точным и приближенным решениями в некоторой промежуточной точке. «Невязка на половине шага» позволяет оценить ошибки в определении динамического поведения системы на основе вычисления расхождений между точным и приближенным решениями в промежуточной точке $t+\Delta t/2$. Если максимальная величина "невязки на половине шага" превышает заданный допуск, то временной шаг считается слишком большим и уменьшается. В противном случае временной шаг может быть увеличен [56, 57 58].

При реализации неявных схем интегрирования используется метод Ньютона:

$$\Delta u^{(i+1)} = \Delta u^i + K_t^{-1} \cdot (F^{(i)} - I^{(i)}), \quad (1.9)$$

где K_t^{-1} – матрица касательной жесткости, F – вектор приложенной нагрузки, I – вектор внутренних усилий, Δu^i - приращение перемещений.

При решении динамических задач неявным методом интегрирования: используются неявные операторы интегрирования (например, оператор Гильбера-Хьюза-Тейлора) [92, 94]:

$$M \ddot{u}^{(i+1)} + (1 + \alpha)Ku^{(i+1)} - \alpha Ku^{(i)} = F^{(i+1)}, \quad (1.10)$$

где M – матрица масс, F – вектор приложенной нагрузки, K – матрица жесткости, u – вектор перемещений:

$$u^{(i+1)} = u^{(i)} + \Delta t \dot{u}^{(i)} + \Delta t^2 \left(\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{u}^{(i)} + \beta \ddot{u}^{(i+1)} \right) \quad (1.11)$$

$$u^{(i+1)} = u^{(i)} + \Delta t \left((1 - \gamma) \ddot{u}^{(i)} + \gamma \ddot{u}^{(i+1)} \right), \quad (1.12)$$

при чем $\beta = \frac{1}{4}(1 - \alpha^2)$, $\gamma = \frac{1}{2} - \alpha$, $\frac{1}{3} \leq \alpha \leq 0$, параметры, отвечающие за численное демпфирование.

1.4 Методика расчета закрепления стоек опор ЛЭП в основании

Одностоечные опоры ЛЭП имеют сравнительно небольшую площадь опирания, вследствие чего образуется небольшое сопротивление опрокидывающему моменту, вследствие чего они подвержены сильным опрокидывающим моментам.

Опора ЛЭП, заглубленная в грунт, представляет собой заземленный стержень. Схема нагружения опоры внешними силами должна учитывать:

- вес поддерживающих конструкций;
- силу давление ветра;
- силы сейсмического воздействия.

При воздействии на опору ветровой нагрузки, переменной по величине и направлению, возникают колебания стойки с последующей раскачкой, передающиеся на фундамент. Таким образом, увеличивается вероятность смещения конструкции, особенно в обводнённом грунте.

Факторы, влияющие на устойчивость стоек в грунтах. Линии электропередачи ВЛ 35-110 кВ относятся к распределительным и устанавливаются между потребителями электроэнергии (предприятиями, населенными пунктами) и распределительными пунктами. Отказ ВЛ такого

типа приводит к недоотпуску электроэнергии и простоям производств, обесточенными могут оказаться районы и населенные пункты.

Совокупность целого ряда факторов обуславливает надежность работы ВЛ. Протяженность ВЛ на железобетонных опорах оставляет 57% от общей протяженности линий, что свидетельствует о том, что это наиболее часто используемый вид опор по сравнению с металлическими (25%) и деревянными (18%). Согласно статистическим данным по отказам элементов ВЛ значительное число отказов происходит по причине повреждения проводов, изоляторов и отключения от грозозащитных перенапряжений. Повреждения элементов опор (разрушение, падение опор) составляют всего 9-13% случаев отказов, но при этом имеют наиболее тяжелые последствия и приводят к большим затратам на восстановление и недоотпуску электроэнергии [59].

В процессе эксплуатации опоры ЛЭП подвержены воздействию целого ряда силовых факторов, которые могут привести к потере устойчивости опоры и ее последующему разрушению. Среди возможных силовых факторов, влияющих на отклонение опоры от вертикального положения можно выделить:

- климатические воздействия выше расчетных значений. К климатическим воздействиям относятся, прежде всего, воздействие ветра, гололедные отложения на проводах, тросе и самой конструкции опоры, а также грозозащитные явления;

- грунты основания. Свойства грунта основания опоры играют большую роль в оценке устойчивости опоры от действия различных усилий;

- сейсмические нагрузки, силы сейсмического воздействия от горных взрывов на прилегающих к трассе ЛЭП территориях.

Одна из основных причин повреждаемости железобетонных опор воздушных ЛЭП, приводящая к отказам ВЛ, заключается в значительной зависимости несущей способности опор от качества их заделки в грунте, в особенности если грунт основания представлен слабыми грунтами

(например, лессовидными). Кроме того, плохая засыпка и трамбовка пробуренных котлованов также могут вызвать появление значительных кренов опор особенно в осенне-весенние периоды повышения обводненности грунтов основания. Также в условиях наличия значительных ветровых нагрузок и изменении направления ветра на $100-180^\circ$ опора может «переваливаться» в котловане, причем материал конструкции может испытывать значительные знакопеременные напряжения, приводящие к появлению трещин и увеличению ширины раскрытия существующих [60,62]. Аналогичное явление многократного «переваливания» опоры в котловане может наблюдаться при регулярно повторяющемся СВВ от ведения взрывных работ на прилегающих к ЛЭП территориях ГОКов, карьеров, рудников и т.д.

В условиях недостаточного закрепления основания железобетонной опоры в сильнодеформируемом грунте, а также при воздействии на опору внешних факторов (климатических воздействий, техногенных нагрузок) образуется крен, в результате которого в сечении стойки опоры создается дополнительный изгибающий момент вследствие значительной массы материала конструкции опоры; постепенно происходит увеличение крена опоры и снижение ее несущей способности [59]. Согласно исследованиям несущей способности одностоечных промежуточных железобетонных опор ЛЭП, несущая способность опоры уменьшается на 8 % при отклонении опоры от вертикали на 2° [60].

При осмотре трассы линий электропередачи осуществляется контроль степени отклонения опор от вертикального положения сверх допустимых значений вдоль и поперек линии. Среди причин отклонение опоры от вертикального положения можно выделить следующие:

- осадка грунта у основания опоры;
- неправильная установка опоры;
- ослабление оттяжек и др.

По причине того, что железобетонные опоры при потере устойчивости с последующим падением «тянут» за собой соседние опоры по всему анкерному пролету, т.е. наблюдается эффект «домино», для железобетонных опор установлены жесткие допуски по отклонению опоры от вертикали вдоль и поперек линии не более $1/150$ высоты опоры [61].

При рассмотрении статистики повреждения ВЛ 35-500 кВ было установлено, что повышенная аварийность опор с массовыми падениями и многократной повторяемостью из-за сверхнормативных нагрузок характерна для многих энергосистем России, находящихся в центральной части европейской территории [59,60].

Актуальным становится вопрос рассмотрения случаев потери устойчивости и падения опор ЛЭП вследствие влияния фактора ведения взрывных работ в непосредственной близости от трассы ЛЭП. С подобным вопросом обеспечения устойчивости уже столкнулись ряд горнодобывающих предприятий России - Афанасьевское месторождение цементного сырья Московской области (ВЛ-110 кВ), Борщевское месторождение цементного сырья в Калужской области (ВЛ-35 кВ), карьер Кузнечное (Ленинградская область), Лебединский ГОК, Стойленский ГОК (Белгородская область), месторождение Олимпиадинское Красноярского края (ВЛ 6 кВ) и т.д. (рисунок 1.2).

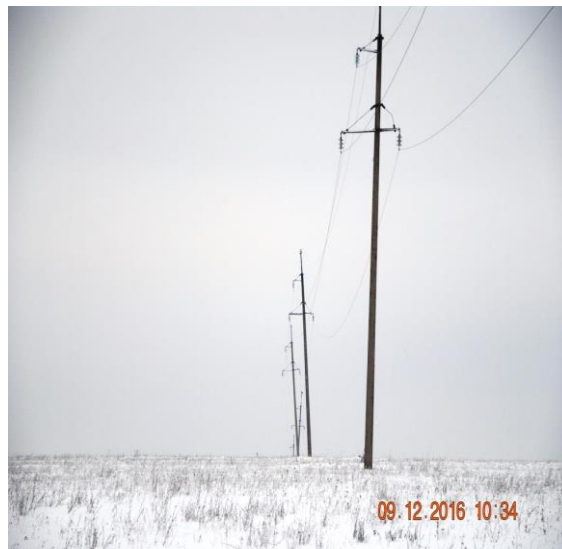
Опоры линий электропередачи, установленные вблизи горнодобывающих предприятий, при прохождении сейсмозрывной волны испытывают многократное колебание конструкции. Причем потеря устойчивости опор вследствие ведения взрывных работ может происходить с течением времени, когда постепенное накопление остаточных деформаций опоры (отклонений) достигает критического значения достаточного для ее опрокидывания.

По конструктивным особенностям опоры, установленные в Европейской части страны, не имеют антисейсмических усилений, поскольку природная сейсмическая активность в данном регионе соответствует

повторяемости 1 раз в 500-5000 лет [20,21]. При этом условная повторяемость массовых взрывов на некоторых горнодобывающих предприятиях за аналогичный период может составлять не менее 15000.



а



б



в

Рисунок 1.2 – Отклонение опор на горных предприятиях: система внутреннего электроснабжения (а), система внешнего электроснабжения (б, в)

Методика расчета стоек. Вследствие того что устойчивость опор ЛЭП сильно зависит от физико-механических свойств грунтов основания, надежность закрепления конструкций в грунте первоначально (до 80х гг.)

обеспечивалась путем применения массивных железобетонных подножников, которые уравнивали расчетные вырывающие усилия от действия нагрузок за счет значительного собственного веса [64]. Расчетная и конструктивная оптимизация конструкций опор ЛЭП с применением железобетона привела к использованию легких железобетонных подножников и, как следствие, появилась необходимость включения в работу сопротивления грунта; при этом отклонения физико-механических свойств грунтов от заложенных в расчете напрямую оказывают влияние на устойчивость опор в грунте основания.

Закрепление свободностоящих железобетонных опор в грунте выполняется путем непосредственной заделки нижней части опоры в грунт таким образом, что опоры удерживаются в проектном положении за счет реакций грунта (пассивное давление грунта) по боковой поверхности (рисунок 1.3).

Расчет основания свободностоящих опор на опрокидывание действующими в вертикальных плоскостях моментами и горизонтальными силами проводится по двум группам предельных состояний: по первой группе – расчет по несущей способности (на устойчивость) под действием расчетной нагрузки; по второй группе – расчет по деформациям стойки в заделке под действием нормативных нагрузок.

При расчете по первой группе предельных состояний рассматриваются вопросы потери основанием устойчивости формы и положения, возникновения резонансных эффектов, появления чрезмерных пластических деформаций. При выполнении данного расчета учитываются воздействия от расчетных нагрузок и их возможных и наиболее вероятных во время эксплуатации сочетаний [62, 63, 64, 66, 67, 135]. При расчете по деформациям проводятся проверка вертикальных осадок при воздействии сжимающей нагрузки; рассчитываются углы наклона при воздействии нагрузок, вызывающих опрокидывание конструкции; расчет свободностоящих опор предполагает определение величин углов поворота.

Сооружение и основание должны рассматриваться как единое целое с учетом их совместной работы. При этом важно учитывать изменения физико-механических свойств грунтов под действием внешних факторов (изменение гидрогеологических условий, климатические изменения, изменение сейсмичности участков и т.д.) [63], которые приводят к деформациям оснований фундаментов (происходит перераспределение компонент напряжений и деформаций и изменение напряженно-деформированного состояния грунта основания).

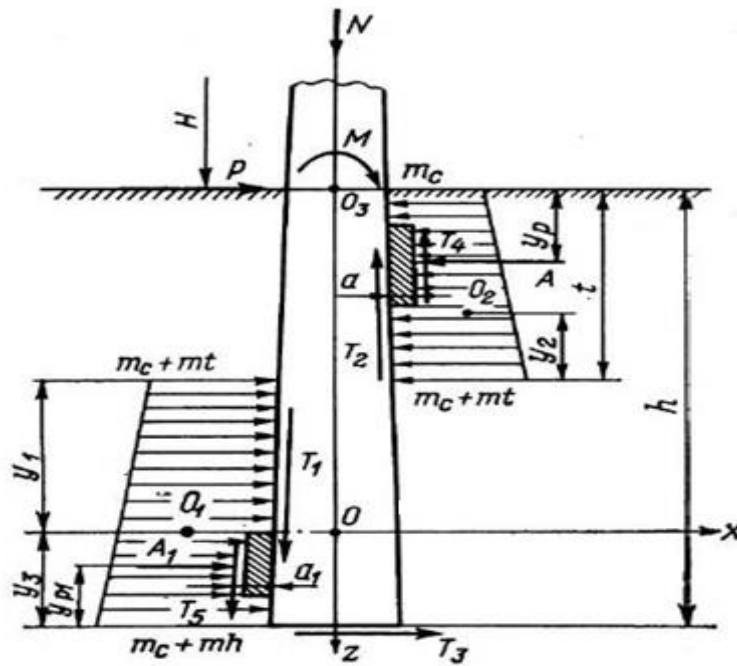


Рисунок 1.3 – Эпюра давления грунта в основании опоры

При расчете свободностоящих опор на опрокидывание был разработан ряд гипотез, в основе которых лежало понятие учета сил трения по боковой поверхности стойки при воздействии бокового давления в грунте.

Расчет закрепления стоек в основании по несущей способности (устойчивости) на действие горизонтальной силы осуществляется при выполнении условия [64]:

$$Q_p \leq \gamma_{c2} \cdot Q_u / \gamma_n, \quad (1.13)$$

где Q_p – расчетная горизонтальная сила на отметке поверхности грунта, действующая на стойку (полученная в результате расчета опоры), тс; γ_{c2} –

коэффициент условий работы закрепления (зависит от вида грунта и его структуры); γ_n - коэффициент надежности (зависит от вида опоры); Q_u - предельная горизонтальная сила на высоте H , тс.

При расчете опрокидываемых стоек по деформациям закрепление их в грунте должно удовлетворять условию [64, 80]:

$$\beta \leq \beta_u, \quad (1.14)$$

где β – угол поворота железобетонной стойки под действием горизонтальных нагрузок, рад; β_u – предельно допустимая величина угла поворота, рад (для железобетонных одностоечных опор $\beta_u \leq 0,01$ рад).

1.5 Выводы по главе 1

В первой главе выполнен анализ методических подходов к оценке СВВ на охраняемые объекты при ведении взрывных работ на карьерах. Существующие методики оценки СВВ на охраняемые объекты не охватывают всего разнообразия конструктивных особенностей и типов охраняемых объектов. Определение предельно-допустимых скоростей смещения грунта у основания охраняемых объектов является частным случаем для каждого типа инженерных сооружений.

Опоры линий электропередачи, не имеющие антисейсмических усилений, устанавливаются в районах, где природная сейсмическая активность происходит с повторяемостью 1 раз в 500-5000 лет, при этом повторяемость массовых взрывов за этот же период времени может достигать не менее 15 000.

Определение величины предельно-допустимой скорости колебаний в грунте основания сооружения, основанное лишь на учете возникновения трещинообразования в материале подземной части конструкции (фундамента), способствует завышенной оценке величин предельно-допустимых скоростей колебаний и не может служить фактором, определяющим условия нормальной эксплуатации опор линий электропередачи. Поведение надземной части конструкций опор линий

электропередачи при воздействии сейсмозрывных волн и накопление остаточных деформаций при многократно повторяющемся воздействии сейсмозрывных волн от массовых взрывов не рассматривается и не учитывается при выборе сейсмотехнических параметров буровзрывных работ.

Применение универсальных численных методов анализа динамического поведения системы «массив горных пород – сооружение» при оценке СВВ на охраняемые объекты позволяет рассматривать различные типы сооружений с учетом конструктивных особенностей и условий закрепления в грунте основания, задаваться конкретными физико-механическими характеристиками грунтов в основании, рассматривать широкий диапазон различных параметров буровзрывных работ (масса заряда ВВ в ступени замедления, интервал замедления, длительность СВВ на объект и т.д.) для прогноза поведения системы «массив горных пород – сооружение».

Основными способами снижения сейсмического воздействия массовых взрывов на охраняемые объекты является расчет предельно-допустимой массы заряда ВВ, выбор величины интервала замедления, схемы инициирования.

Способы экранирования сейсмического воздействия массовых взрывов при установке экранов вблизи охраняемого объекта мало эффективны в условиях большой протяженности линейных охраняемых объектов. При этом опоры линий электропередачи, находящиеся вблизи карьеров или являющиеся частью системы внутреннего энергоснабжения предприятия, периодически подвергаются выправке в исходное положение вследствие наличия недопустимых отклонений верха стойки.

Проведенный в главе анализ методов оценки воздействия сейсмических колебаний на охраняемые объекты при производстве взрывных работ на карьерах позволил сформулировать цель работы - управление параметрами буровзрывных работ на сейсмоустойчивость системы «массив горных пород – опора ЛЭП» для эффективного

производства взрывных работ на карьерах в зоне линейных охраняемых объектов.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие основные задачи исследования:

1. Выполнить анализ существующих методов оценки воздействия сейсмозрывных колебаний на здания и сооружения при производстве взрывных работ на карьерах.

2. Выявить зависимости параметров динамической реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» от параметров буровзрывных работ на основе численного моделирования сейсмозрывного воздействия.

3. Разработать методику оценки сейсмозрывного воздействия на опоры воздушных линий электропередачи.

4. Разработать рекомендации по выбору параметров буровзрывных работ, позволяющих управлять сейсмическим воздействием взрывов на опоры линий электропередачи для эффективного производства взрывных работ на карьерах в зоне линейных охраняемых объектов.

Глава 2 НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СЕЙСМОЗРЫВНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ОХРАНЯЕМЫЕ ОБЪЕКТЫ АФАНАСЬЕВСКОГО МЕСТОРОЖДЕНИЯ КАРБОНАТНОГО СЫРЬЯ

2.1 Характеристика месторождения и технология ведения взрывных работ

Афанасьевское месторождение карбонатного сырья (ОАО «ЛафаржХолсим») расположено в Воскресенском районе Московской области.

Месторождение представляет собой пластовую залежь и имеет относительно сложное геологическое строение. Полезное ископаемое приурочено к отложениям каменноугольного возраста и представлено:

- мергелисто-известняковой толщей (II промышленная пачка);
- доломитами, доломитизированными известняками (III промышленная пачка);
- известняковой толщей (IV промышленная пачка).

К вскрышным породам на рассматриваемом месторождении относятся породы четвертичных отложений и скальные породы.

Четвертичные образования представлены почвенно-растительным слоем; покровными суглинками (тяжелые, средние и малопластинчатые); флювиогляцивальными супесями; моренными глинами.

Общая мощность вскрышных пород на месторождении изменяется в пределах 12,3 – 29,4 м, (западная часть) и 11,0 – 24,1 м (южная часть).

В состав скальной вскрыши входят некондиционные мергеля и известняки, локально распространенные по площади месторождения. Мощность вскрыши колеблется в пределах: 0 – 6,7 м для западной и южной частей месторождения (0,2 – 0,4 м в среднем); 1,3 – 7,0 м для северной части (средняя – 3,0 м).

По физико-механическим свойствам породы добычной толщи (мергель, доломит, известняк) требуют при разработке предварительного рыхления буровзрывным способом. Коэффициент крепости по шкале

М.М. Протодяконова: мергель – $f = 5$, известняки и доломиты – $f = 6$. Разработка горного массива ведется поблочно. Высота уступов варьируется от 1 до 10 м.

Буровые работы ведутся круглогодично. Производство взрывов предусмотрено 4 раза в неделю. Взрывание пород предусматривается методом скважинных зарядов, бурение скважин – станками вращательного бурения СБР-160Т (диаметр 160 мм) и БТС-150Б (Sandvik DI550). Заряжание и забойка скважин производится механизированным способом с использованием зарядных машин МЗ-3Б грузоподъемностью 12 т и забоечных машин ЗС-1М грузоподъемностью 4 т. Для заряжания скважин принят аммонит № 6ЖВ, игданит (аммиачная селитра с дизельным топливом) и граммонит 79/21. Мощность массовых взрывов на карьере составляет от 2 до 8 т.

Для снижения сейсмического воздействия массового взрыва на карьере применяется метод КЗВ. Для реализации этого метода скважины коммутируются в группы со ступенями замедления между группами 17 мс, 25 мс, 42 мс, 50 мс и 67 мс. Каждая группа включает один или два ряда скважин. В одной ступени замедления может быть до 20 скважин с суммарной масса ВВ до 1,8 т. Максимальная масса ВВ в одной ступени замедления является основным параметром, определяющим сейсмическое воздействие взрыва.

Применение замедлений 17 мс в ряду между скважинами коренным образом меняет характер взрыва. Примером может служить анализ коммутации скважин на блоке при массовом взрыве 18.12.14, где рассчитано количество групп замедлений и ϵ интервалы замедлений при инициировании каждой группы скважин. Массовый взрыв 18.12.14 проводился на блоке известняков (категория по буримости IV-VI), средняя высота уступа 3,5 м. Расположение скважин показано на рисунке 2.1.

Исходя из схемы коммутации скважин, скважины были объединены в 10 групп. На блоке 110 скважин диаметром 133 мм, длина заряда 1,7 м. Сетка

скважин 4x4 м. Интервал замедления между группами составлял 42 мс, внутри каждой группы интервал замедлений между скважинами в ряду составлял 17 мс. В качестве ВВ использовался АС-25П. Суммарная масса ВВ на блоке составляла 2314 кг, масса ВВ в скважине составляла 21 кг.

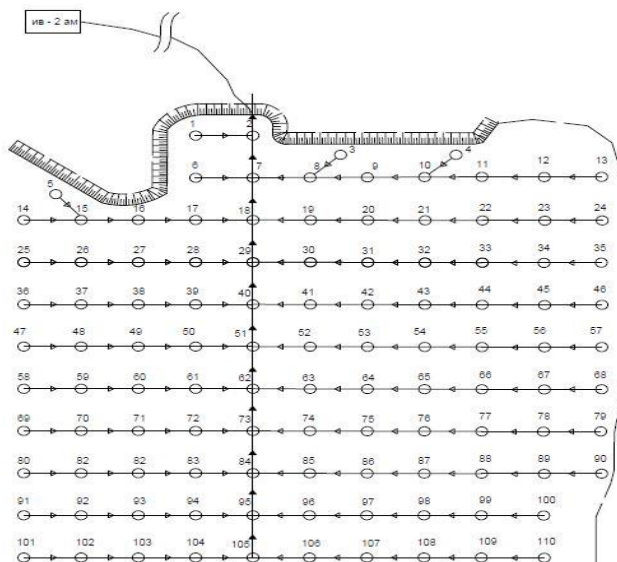


Рисунок 2.1 – План расположения скважин при массовом взрыве 18.12.2014

Приложение А содержит данные по расчету моментов инициирования зарядов ВВ согласно схеме коммутации (рисунок 2.1), число скважин, взрывааемых одновременно, суммарная масса заряда ВВ в скважинах и фактическая величина интервала замедления между предыдущей и текущей ступенью замедления, масса ВВ в каждой ступени.

Общее количество ступеней соответствует 70. Наибольшая масса ВВ в ступени составила 63 кг, что соответствует инициированию 3х скважин в ступени № 13. Также есть группы зарядов, инициируемые с интервалом 1 мс, что можно считать одномоментным инициированием зарядов ВВ в трех скважинах с общей массой 63 кг. Наиболее часто встречаются ступени замедления, в которых инициировалось по 2 скважины.

Как показывает проведенный анализ взрыва блока, фактические интервалы замедлений между ступенями составили 8 мс и 17 мс, при этом интервал 8 мс встречается наиболее часто, поэтому данный взрыв можно

считать короткозамедленным с интервалом замедления 8 мс и максимальной массой ВВ в ступени 63 кг.

Таким образом, вследствие наличия замедлений 17 мс в ряду происходит переход на поскважинное инициирование зарядов. Кроме того, использование систем инициирования неэлектрического взрывания, имеющих отклонения интервалов замедлений от номинала, также способствует инициированию количества зарядов отличного от заложенного в проекте [23].

2.2 Исследование воздействия сейсмозрывных волн на охраняемые объекты Афанасьевского карьера карбонатного сырья

Мониторинг и исследование воздействия СВВ на здания и сооружения вблизи Афанасьевского месторождения карбонатного сырья основывается на определении предельно-допустимой скорости смещения частиц грунта у основания охраняемых объектов, в числе которых дачные домики СТ «Дружба» и «Суханово», автомобильный мост через р. Москва, здания административно-бытового комплекса (АБК) карьера.

За период 2010-2014 гг. были проведены серии замеров интенсивности СВВ. Результаты мониторинга взрывного воздействия, проведенного в 2010-2014 гг., представлены в таблице 2.1. Полученные результаты позволили определить сейсмический эффект взрывов на Афанасьевском карьере.

Таблица 2.1 – Результаты регистрации сейсмозрывных волн при массовых взрывах на Афанасьевском карьере

№	Дата взрыва	Мощность взрыва, кг	Макс. масса ВВ в ступени замедления, кг	Пункт регистрации	Эпицентральное расстояние, м	Макс. скорость колебаний, мм/с		Частоты колебаний, Гц
						Верт.	Гор.	
1	29.01.10	3410	683	СТ Дружба	1910	0,27	0,28	2; 4; 9
2	16.02.10	3514	788	СТ Суханово	546	0,97	1,03	6; 13; 40

Продолжение таблицы 2.1

3	18.02.10	4104	1156	Автомобильный мост	3730	0,118	0,08	2; 20
4	09.03.10	1090	145	Кузнечный цех	1140	0,22	0,245	3; 4
5	20.01.11	3472	866	СТ Дружба	880	1,84	1,49	2; 4; 8
6	03.02.11	7600	1415	Д. Малышево	1400	0,33	0,54	2 и 2,5
7	23.05.11	2263	251	Д. Малышево	1100	0,66	0,87	2,5 и 5,5
8	31.05.11	5000	1128	СТ Суханово	1300	0,24	0,63	2; 4 и 10
9	29.05.11	1762	61,5	Д. Малышево	1300	0,16	0,35	2,5; 6 и 10
10	13.05.13	1337,6	120	СТ Суханово	984	0,9	1,26	6; 13
11	20.09.13	1420	248	СТ Суханово	1190	1,45	2,35	4; 8
12	18.12.14	2314	63	Д. Малышево	1151	0,125	0,26	1,5 и 3

Зарегистрированные скорости колебаний грунта в основном не превышают значения 2 мм/с, что объясняется значительной удаленностью пунктов регистрации и охраняемых объектов от блоков [88, 89].

В результате анализа и обобщения данных была получена зависимость максимальной скорости колебаний от приведенного эпицентрального расстояния (рисунок 2.2). Данные были обработаны с использованием стандартных программ Excel и могут быть аппроксимированы уравнением вида:

$$V = 496 \cdot \left(\frac{\sqrt[3]{q}}{R} \right)^{1,3}, \text{ мм/с} \quad (2.1)$$

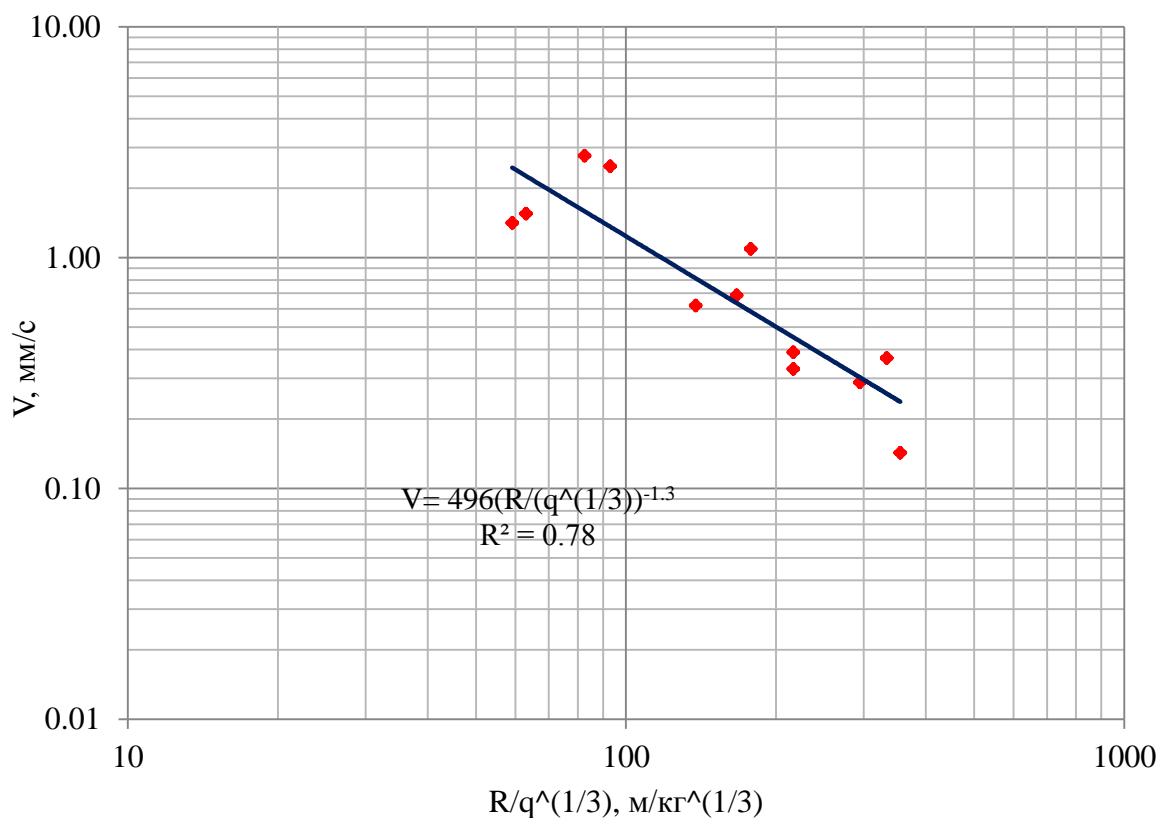


Рисунок 2.2 – Зависимость максимальных скоростей колебаний от приведенного эпицентрального расстояния при взрывах на Афанасьевском карьере (2010-2014 гг.)

2.3 Мониторинг сейсмозрывного воздействия на массив горных пород и линейный охраняемый объект (опоры трассы ВЛ-110)

Целью проведения мониторинга сейсмического воздействия массовых взрывов было определение сейсмического эффекта массовых взрывов на опоры линий электропередачи ВЛ-110, проходящих вблизи карьера. Наименьшее расстояние от секции ЛЭП до рабочего борта в южной части карьера составляло 200 м (рисунок 2.3).

В ходе мониторинга при шести массовых взрывах, были зарегистрированы колебания железобетонной опоры ЛЭП путем установки регистрирующей аппаратуры непосредственно на опоре, а также колебания грунта по трассе распространения СВВ по направлению к опоре в двух сеймопунктах при каждом массовом взрыве.



Рисунок 2.3 – Ориентирующая схема размещения блоков при массовых взрывах (обозначены датами) и сейсмопунктов регистрации (пронумерованы).

На рисунке 2.3 показано размещение сейсмопунктов, регистрирующих колебания грунта: 1 – на борту карьера (эпицентральное расстояние до блока 25.11.15 составляет 170 м); 2 – на борту карьера (эпицентральное расстояние до блока 25.11.15 составляет 350 м); 3 - на борту карьера (эпицентральное расстояние до блока 26.11.15 составляет 150 м); 4 - на борту карьера (эпицентральное расстояние до блока 26.11.15 составляет 300 м); 5 - на борту карьера (эпицентральное расстояние до блока 15.02.16 составляет 210 м); 6 - на борту карьера (эпицентральное расстояние до блока 15.02.16 составляет 225 м); 7 - на борту карьера (эпицентральное расстояние до блока 14.04.16 составляет 210 м); 8 - на борту карьера (эпицентральное расстояние до блока 14.04.16 составляет 290 м); 9 – на борту карьера (эпицентральное расстояние до блока 03.10.16 составляет 110 м); 10 - на борту карьера (эпицентральное расстояние до блока 03.10.16 составляет 225 м); 11 - на борту карьера перед нагорной канавой (эпицентральное расстояние до блока 23.11.16 составляет 100 м); 12 - за нагорной канавой (эпицентральное расстояние до блока

23.11.16 составляет 165 м); 13 - на дне нагорной канавы (эпицентрального расстояния до блока 23.11.16 составляет 150 м).

Сеймопункты, размещенные на опорах ЛЭП: 14 – эпицентрального расстояния до блока 25.11.15 составляет 800 м; эпицентрального расстояния до блока 26.11.15 составляет 700 м; эпицентрального расстояния до блока 15.02.16 составляет 450 м; эпицентрального расстояния до блока 14.04.16 составляет 400 м. В сеймопункте 15 регистрация проводилась при массовом взрыве 03.10.16 - эпицентрального расстояния до блока 03.10.16 составляет 1000 м.

Интенсивность сейсмического воздействия буровзрывных работ определяется по максимальной скорости колебаний грунта.

Методика регистрации СВВ. Задача получения исходных велосиграммов колебаний грунта или охраняемого объекта (опоры ЛЭП) решалась путем регистрации скоростей колебаний с помощью мобильных сейсмических станций. В качестве сейсмометров использовались цифровые сейсморегистраторы Minimate Pro4 (рисунок 2.4 а) и ZET 048С (рисунок 2.5). В результате обработки зарегистрированных сигналов (велосиграммов скоростей колебаний грунта) были получены смещения при колебаниях и амплитудные спектры Фурье.

В состав Minimate Pro4 входит стандартный трехосевой сейсмоприемник Instantel Standard Triaxial Geophone. Механизмом замера колебаний в геофоне является преобразователь (transducer). Крепление геофона к поверхности грунта осуществлялось путем его непосредственного заглубления в грунт, обеспечивая жесткое сцепление с поверхностью (рисунок 2.4 б). Полученные данные обрабатывались в программе «Blastware 10.72» с расширенным пакетом «Advanced».



а



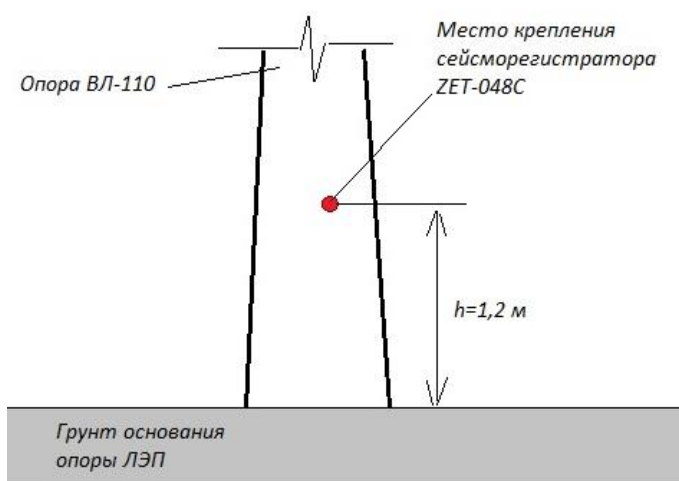
б

Рисунок 2.4 – Система измерения вибрации Instantel MinimatePlus (а), установка при натуральных исследованиях (б)

Сейсморегистратор ZET 048C. В качестве сейсмостанции также использовался сейсмический цифровой регистратор ZET 048C (рисунок 2.5 а), являющийся средством измерения параметров электрического сигнала и предназначенный для измерений и регистрации сигналов с сейсмоприемников. Схема крепления регистратора к опоре показана на рисунке 2.5 б.



а



б

Рисунок 2.5 – Общий вид регистратора ZET 048C (а), схема крепления к опоре (б)

Регистрация колебаний грунта и охраняемого объекта при массовых взрывах

Массовый взрыв 25.11.2015 был проведен на блоке мергелей на горизонте +128,6 - +128,7. Крепость пород III-VI по шкале М.М. Протодяконова. Мощность массового взрыва составила 984 кг. Диаметр скважин 133 мм. Скважины были объединены в 2 группы: масса ВВ, приходящаяся на группу, составила 492 кг. Схема инициирования зарядов ВВ порядная; время замедления 67 мс между рядами. В качестве ВВ для зарядки скважин использовался Гранулит и Игданит (АСДТ), в качестве боевиков - аммонит бЖВ. Средства инициирования зарядов ВВ - детонаторы с внутрискважинным замедлением ДИН-С 500-13, и поверхностным замедлением ДИН-П 67-7, ДИН-П 0-7 (схема монтажа приведена на рисунке 2.6). Максимальная масса заряда за ступень замедления составила 492 кг.

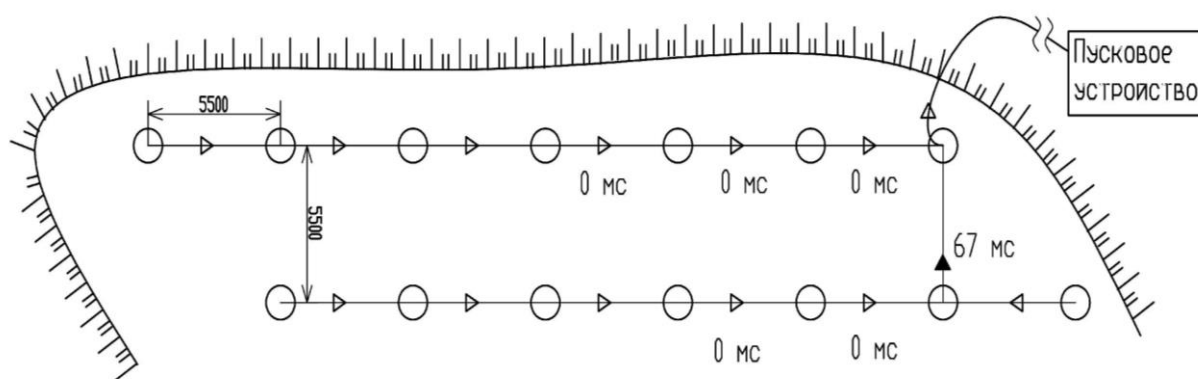


Рисунок 2.6 – Схема взрывной сети. Массовый взрыв 25.11.15

На рисунке 2.7 приведены сейсмограммы колебаний массива от массового взрыва, зарегистрированные сейсмостанцией MinimatePro4 на поверхности массива.

Продолжительность колебаний массива после взрыва на эпицентральной дистанции от блока 170 м составляет около 0,6 с (рисунок 2.7 а). Видимый период колебаний 0,08 с. На сейсмограмме можно выделить два цуга колебаний, которые можно ассоциировать с

иницированием двух ступеней замедления. На сейсмограмме радиальной компоненты можно условно выделить две части. Это объясняется тем, что после прихода сейсмозрывных волн при инициировании первого ряда скважин на сейсмограмме отмечаются постепенные затухания колебаний при использовании детонаторов номиналом замедления 67 мс. Максимальная скорость колебаний от детонации ВВ первой ступени 18,73 мм/с. Затухающие колебания массива от прихода первого цуга волн усиливаются с приходом второго цуга и максимальная скорость колебаний массива составила 23,94 мм/с [80].

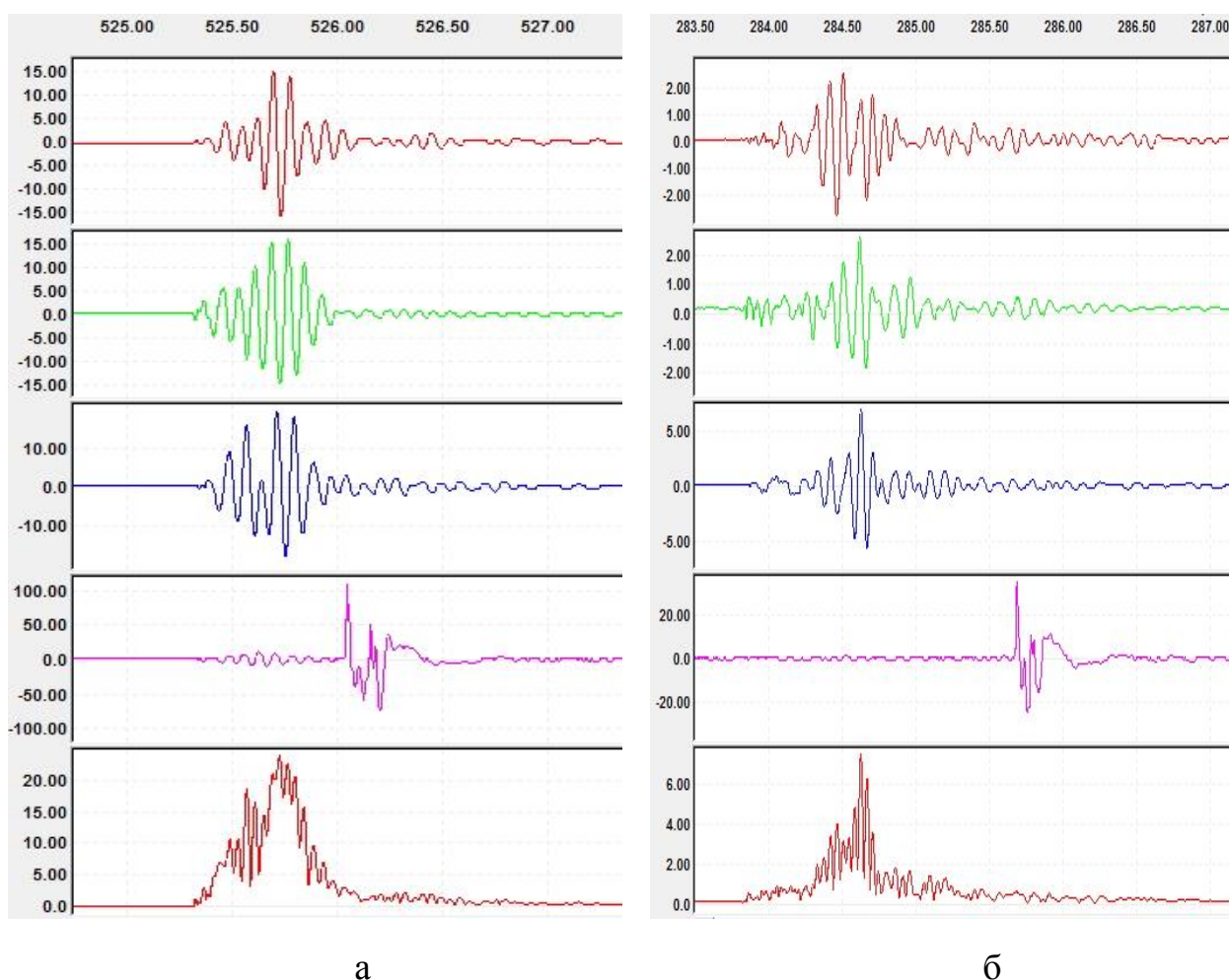


Рисунок 2.7 – Велосиграммы колебаний грунта от взрыва 25.11.15. Место регистрации сейсмпункт №1 (а), №2 (б) на борту карьера. Сверху-вниз: вертикальная компонента, радиальная компонента, тангенциальная компонента, давление на фронте ударно-воздушной волны (Па), векторная скорость. По оси абсцисс отложено время (с), по оси ординат – скорость колебаний (мм/с)

На рисунке 2.7 б показаны зарегистрированные велосигramмы колебаний на горизонте +148,1 при эпицентральной дистанции 350 м от блока. Максимальная скорость колебаний 7,5 мм/с достигается наложением цугов волн от ступеней замедления и усилением колебаний массива, что хорошо видно из сейсмограммы векторной скорости, а также по всем трем компонентам. Рассчитанный амплитудный спектр велосигramм приведен на рисунке 2.8. В спектре выделяются максимумы на частоте 10 и 14 Гц.

Экспериментально установлено [81-84, 134], что в дальней и средней зонах взрыва повреждение застеклений наступает при наличии избыточного давления на фронте ударно-воздушной волны $\Delta P = 1000...2000 \text{ Па}$. Величина $\Delta P = 500 \text{ Па}$ принята как предельно-допустимая для застекления из обычных стекол. Таким образом, при взрыве 25.11.15 максимальное давление на фронте ударно-воздушной волны составило 125 Па, что в несколько раз меньше предельно-допустимого значения и не может вызвать повреждения конструкции железобетонной опоры ЛЭП.

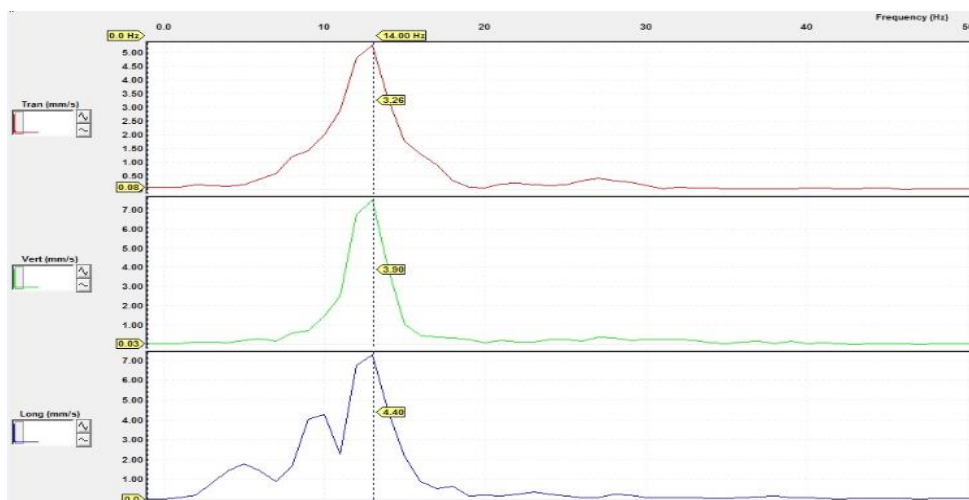


Рисунок 2.8 – Амплитудные спектры велосигramм колебаний от массового взрыва 25.11.15. Место регистрации – борт карьера.

В результате интегрирования исходных зарегистрированных акселерограмм колебаний на опоре ЛЭП (сейсмопункт №14) были получены скорости колебаний по компонентам (рисунок 2.9).

Датчик был закреплен на конструкции следующим образом: ось OX (Sig_1_1) совпадает по направлению с трассой ЛЭП, при этом максимальная скорость колебаний составила -0,76 мм/с; ось OY (Sig_1_2) направлена перпендикулярно трассе ЛЭП и направлена к блоку, максимальная скорость колебаний 0,77 мм/с; ось OZ ориентирована вертикально вверх, скорость колебаний 0,77 мм/с; ось OZ ориентирована вертикально вверх, скорость 0,59 мм/с. Вынужденные колебания конструкции от взрыва продолжались на протяжении 3,8 с; максимальная векторная скорость 0,95 мм/с, смещение 0,05 мм.

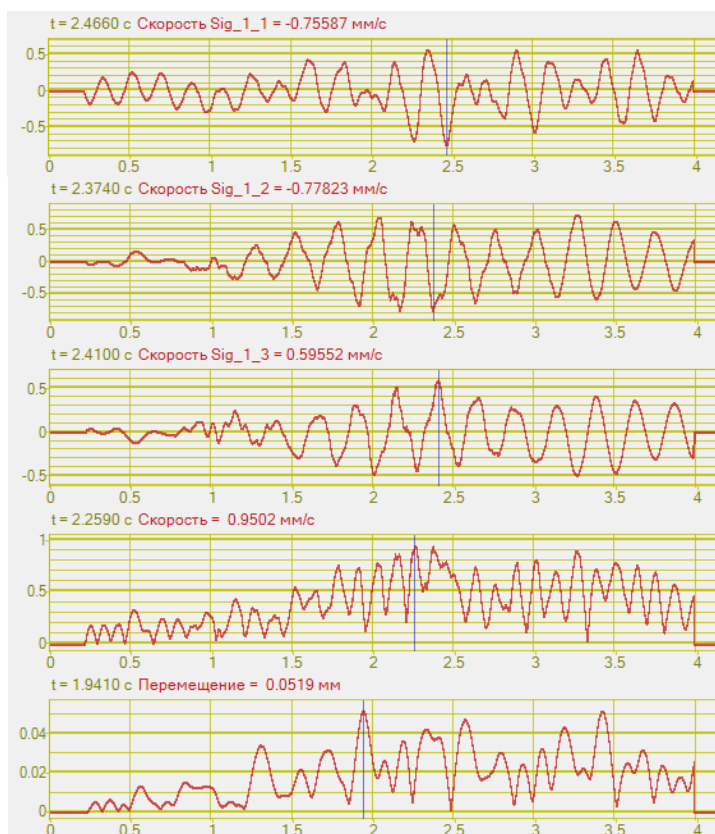


Рисунок 2.9 – Сейсмограммы колебаний опоры от взрыва 25.11.15.

Место регистрации – сейсмopункт №14 на опоре ЛЭП

Зарегистрированные скорости колебаний не превышают 1 мм/с, что объясняется значительным удалением пункта регистрации от блока – 800 м. Колебания, соответствующие времени взрыва, характеризуются небольшой амплитудой и периодом 0,1 с. Колебания от взрыва продолжаются в течение 1 с, а затем опора продолжает совершать колебательные движения с нарастающей амплитудой, достигая максимальных скоростей; время колебаний столба после прохождения СВВ продолжается на протяжении

нескольких секунд. Разложение сейсмограммы в спектр показало, что частота колебаний столба соответствует 4-5 Гц (рисунок 2.10).

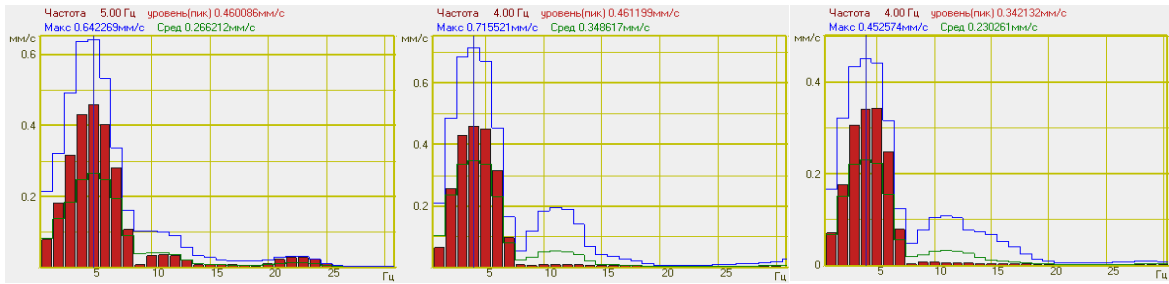


Рисунок 2.10 – Амплитудные спектры велосиграмм от взрыва 25.11.15. Место регистрации – сейсмопункт №14 на опоре ЛЭП

Общий спектр частот не превышает 25 Гц. При разложении сейсмограммы в ряд Фурье использовалась весовая функция окно с плоской вершиной, частотным разрешением в 1 Гц и временем усреднения 0,01 с.

Массовый взрыв 26.11.2015. Взрыв проводился на блоке известняков, на горизонте +110,1 - +107,1. Крепость пород III-VI по шкале М.М. Протодяконова. Мощность массового взрыва составила 1780 кг. Схема инициирования порядная. Всего на блоке 83 скважины диаметром 133 мм. Скважины были объединены в 8 групп. Интервал замедления между рядами 42 мс (рисунок 2.11).

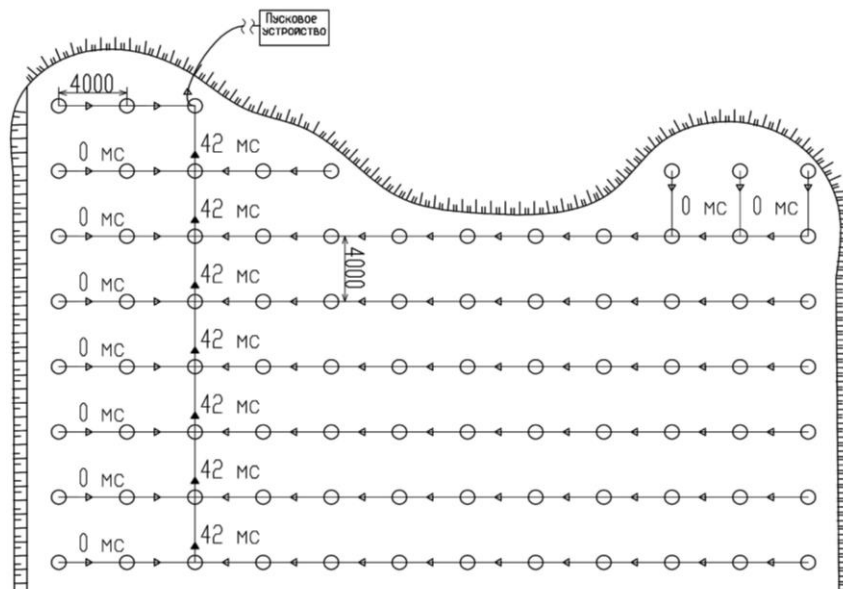


Рисунок 2.11 – Схема взрывной сети. Массовый взрыв 26.11.15

Взрывчатое вещество - Гранулит, Игданит, аммонит 6ЖВ патронированный. Удельный расход ВВ составил $0,43 \text{ кг/м}^3$. качестве средств инициирования зарядов ВВ применялись детонаторы ДИН-С 500-7, ДИН-П 0-300, ДИН-П 42-7, ДИН-П 0-7. Максимальная масса одновременно взрываемого ВВ 300 кг. Регистрация сейсмозврывной волны при взрыве 26.11.15 проводилась на борту карьера, на горизонте +148,1 на расстояниях 150 м (сейсмопункт №3) и 300 м (сейсмопункт №4) от блока (рисунок 2.3).

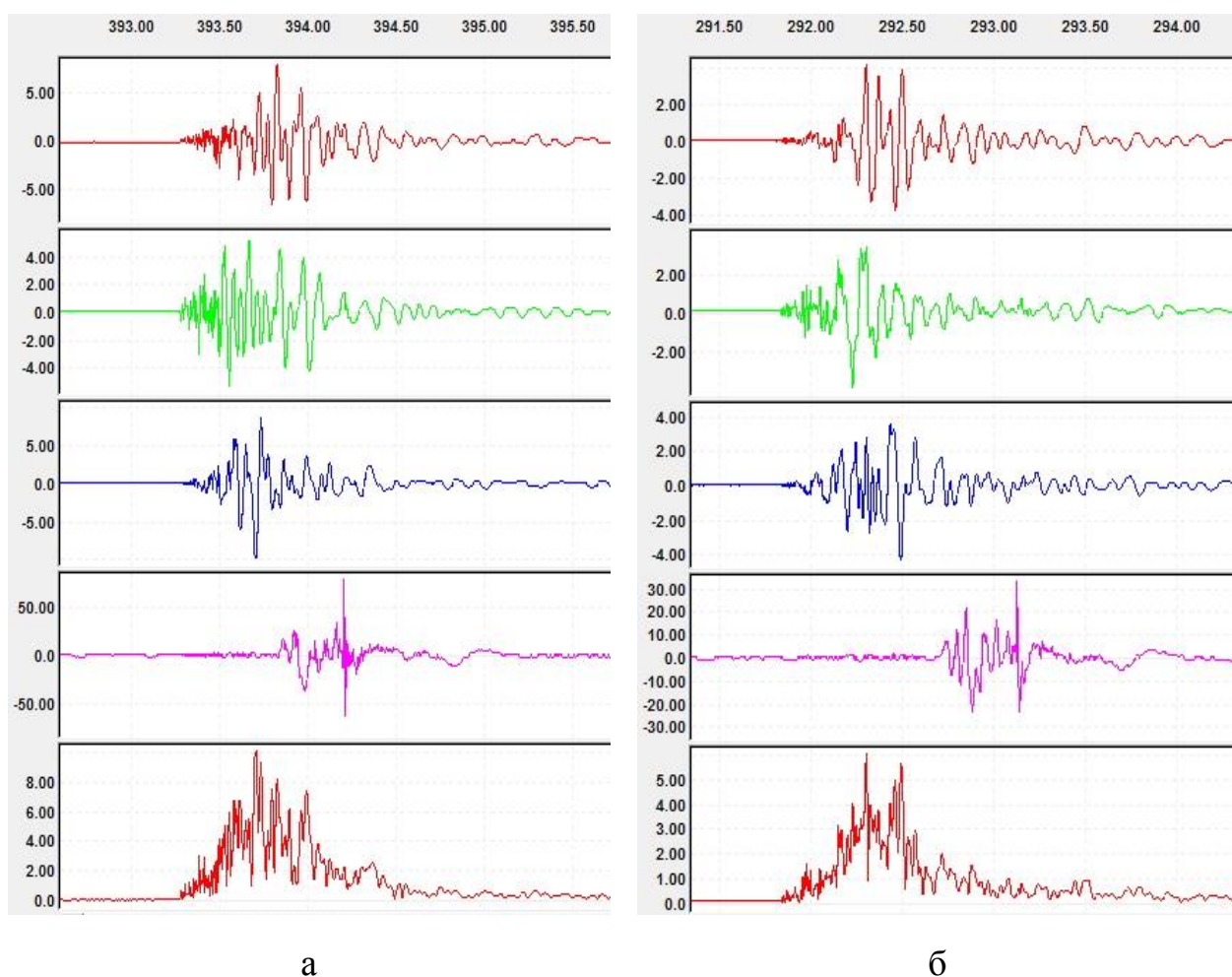


Рисунок 2.12 – Велосигramмы колебаний грунта от взрыва 26.11.15. Место регистрации сейсмопункт №3 (а), №4 (б) на борту карьера. Сверху-вниз: вертикальная компонента, радиальная компонента, тангенциальная компонента, давление на фронте ударно-воздушной волны (Па), векторная скорость. По оси абсцисс отложено время (с), по оси ординат – скорость колебаний (мм/с)

Продолжительность колебаний массива после взрыва на расстоянии 150 м составляет около 1,3 с (рисунок 2.12 а). На велосиграмме можно условно выделить 2 участка: на первом участке продолжительность колебаний составляет 0,23 с и он характеризуется сравнительно небольшими амплитудами колебаний (максимальная амплитуда по вертикальной составляющей 3,3 мм/с), и более высокочастотными колебаниями – видимый период около 0,012-0,015 с. Второй участок велосиграммы характеризуется резким скачком амплитуды, который хорошо виден по вертикальной составляющей (скорость достигает значения 4,7 мм/с), а также увеличением периода колебаний до 0,043-0,056 с. Такой характер колебаний соответствует раскачиванию массива уже после прохождения сейсмозрывной волны. Поэтому максимальные скорости колебаний, как по компонентам, так и по суммарной составляющей являются реакцией массива после прохождения сейсмозрывной волны. Максимальная скорость колебаний по векторной скорости составляет 10 мм/с [98, 99].

Из анализа велосиграммы, зарегистрированной на расстоянии 300 м от блока (рисунок 2.12 б) следует, что максимальная скорость колебаний составляет 6,06 мм/с и, как при массовом взрыве 25.11.15, достигается раскачиванием вскрышного массива, на поверхности которого и были установлены сейсмоприемники. Характерными частотами колебаний грунта были значения в 8, 10, 15 Гц (рисунок 2.13).

Общая картина колебаний характерна для вскрышных пород, представленных супесями, глинами и суглинками лессовидного облика, имеющими небольшой коэффициент крепости по шкале М.М. Протодяконова ($f = 0,6-1,5$). Данный тип вскрышных пород представляет собой фильтр, пропускающий низкие частоты колебаний [65].

При взрыве 26.11.15 давление на фронте ударно-воздушной волны составило 70 Па, что меньше чем при массовом взрыве 25.11.15.

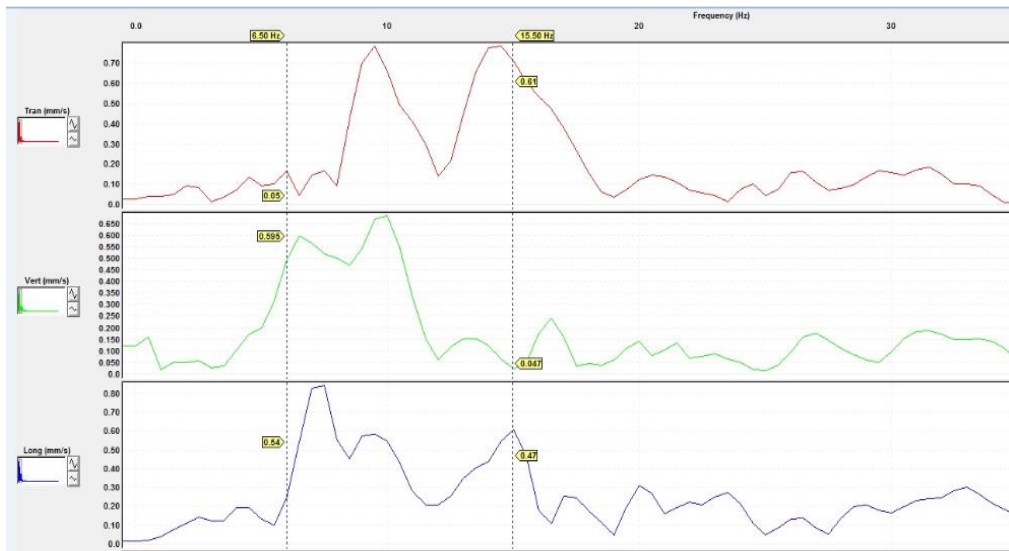


Рисунок 2.13 – Амплитудные спектры велосиграм от массового взрыва 26.11.15. Место регистрации – борт карьера.

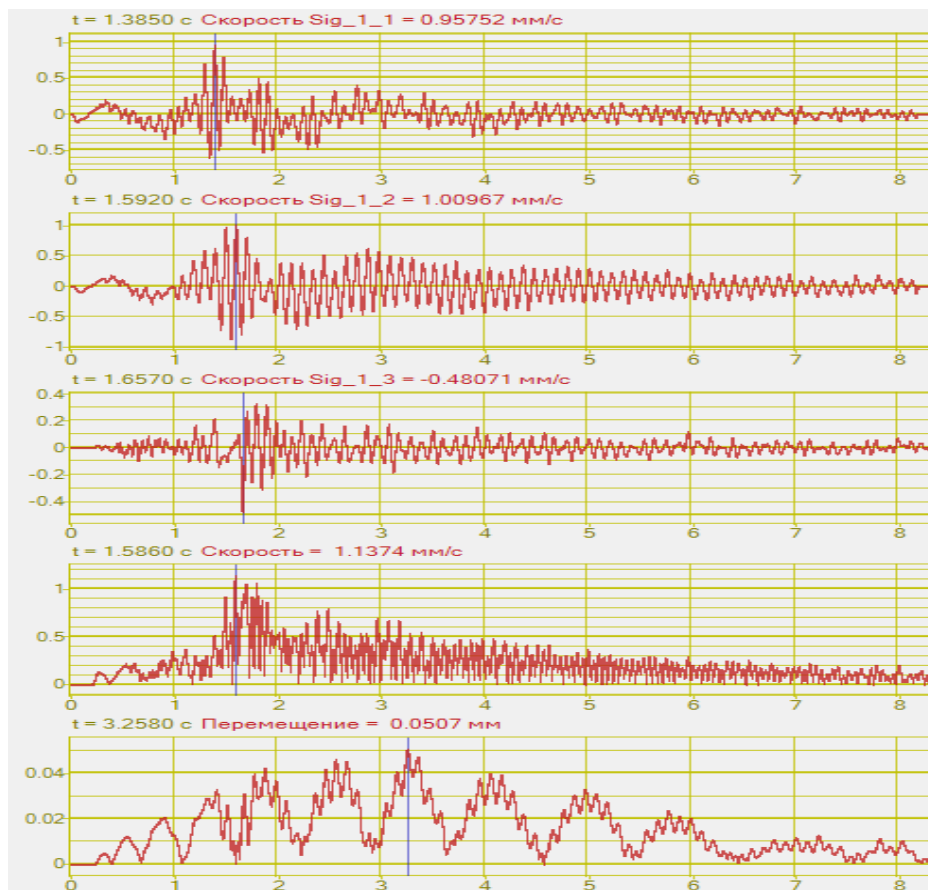


Рисунок 2.14 – Велосиграммы колебаний от взрыва 26.11.15. Место регистрации – сейсмopункт №14 на опоре ЛЭП

На рисунке 2.14 представлены велосиграммы колебаний опоры ЛЭП от взрыва 26.11.15 при эпицентральной дистанции 700 м от блока (сейсмopункт № 14). Основные колебания, вызванные взрывом,

продолжаются до 2й секунды, затем происходит затухающий процесс, который длится в течение 10 с. Данное обстоятельство вызвано тем, что второй массовый взрыв состоял из 8 рядов скважин, что привело к возникновению длительных колебаний опоры. Максимальная скорость колебаний по оси OX (Sig_1_1) составила 0,96 мм/с; то же по оси OY (Sig_1_2) - 1,0 мм/с; по оси OZ - 0,48 мм/с. Общее время колебаний от взрыва составило около 8 с; максимальная векторная скорость 1,14 мм/с, смещение 0,05 мм. По графику смещений видно, что раскачка опоры сочетается с изгибными колебаниями.

Характерными частотами колебаний столба являются частоты 10 Гц (рисунок 2.15). Общий спектр частот не превышает 25 Гц.

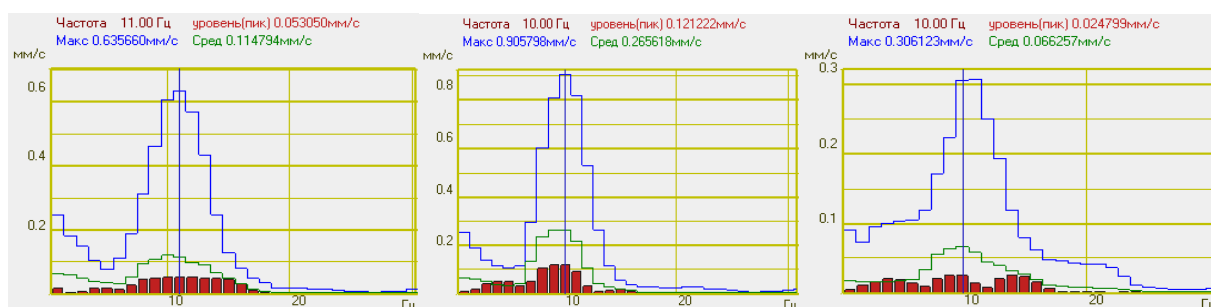


Рисунок 2.15 – Амплитудные спектры велосигграмм от взрыва 26.11.15.

Место регистрации – сеймопункт №14 на опоре ЛЭП

Массовый взрыв 15.02.2016 был проведен на блоке мергелей на горизонте +127,1 - +117,1. Крепость пород IV-VI по шкале М.М. Протодяконова. Мощность массового взрыва составила 1830 кг ВВ. На блоке 25 скважин диаметром 160 мм. Сетка скважин 5x5 м, перебур - 2 м. Интервал замедления между рядами скважин 67 мс; интервал замедления в ряду 17 мс. Для зарядки скважин использовался аммонит 6ЖВ; эмульсионный состав АС-25П. Средства инициирования зарядов ВВ - детонаторы с внутрискважинным замедлением ДИН-С 500-10, ДИН-С 475-7, и поверхностным замедлением ДИН-П 67-7, ДИН-П 17-7 (схема взрывной сети приведена на рисунке 2.16). Максимальная масса ВВ за ступень составляет 438 кг.

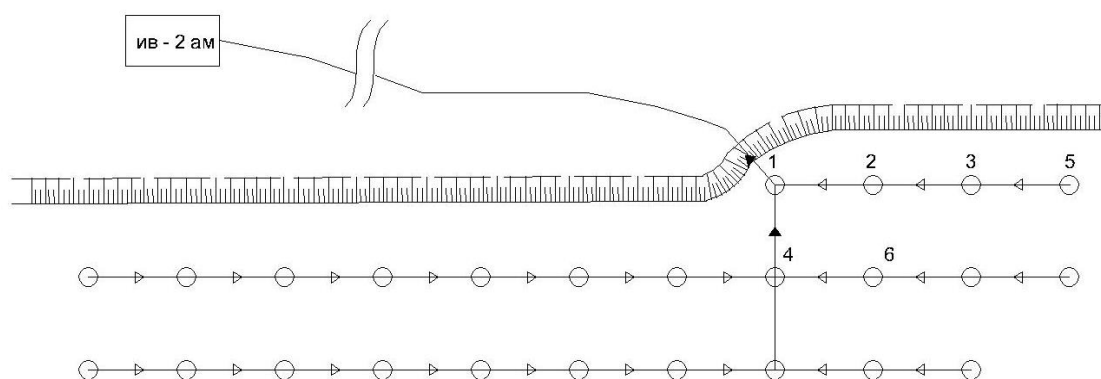


Рисунок 2.16 – Схема взрывной сети. Массовый взрыв 15.02.16

На рисунке 2.17 показаны велосигramмы скоростей колебаний, зарегистрированных 15.02.16 в сеймопункте № 5, № 6 на бортах карьера на расстояниях 210 м и 225 м от блока соответственно.

Общая продолжительность колебаний массива после взрыва составляет около 3,5 с на эпицентральной расстоянии от блока 210 м. После прохождения сеймовзрывной волны, массив совершает колебания, которые длятся свыше 3 с.

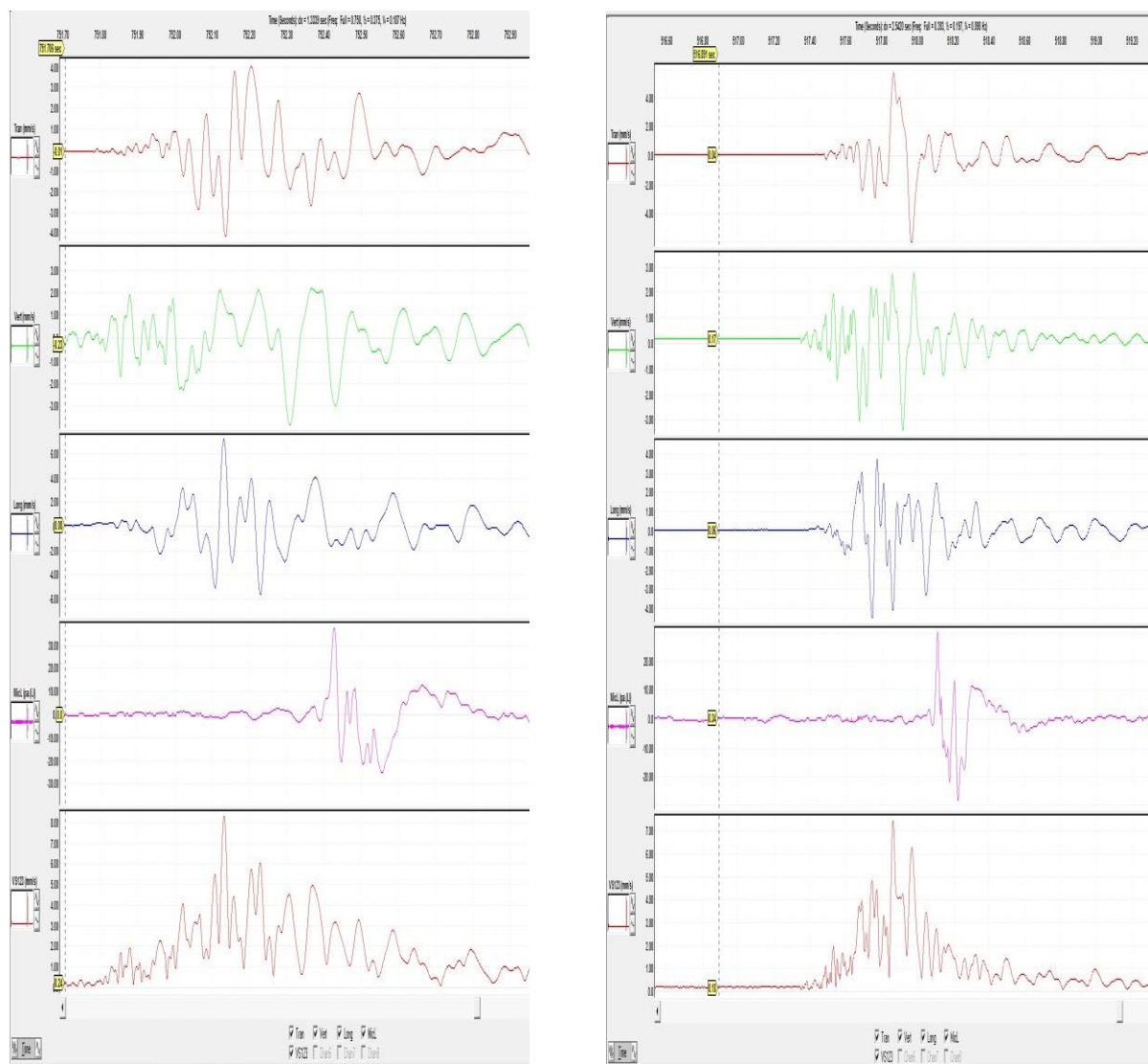
Максимальная амплитуда по векторной скорости составляет 8,36 мм/с (при эпицентральной расстоянии 210 м) и 7,2 мм/с (при эпицентральной расстоянии 225 м) соответственно.

Проведя частотный анализ, разложение скоростей колебаний в амплитудный спектр Фурье (рисунок 2.18), следует отметить три основных частотных диапазона колебаний грунта: 4 Гц, 10 Гц, 25 Гц.

Давление на фронте ударно-воздушной волны не превышает 30 Па.

Колебания опоры от массового взрыва (сеймопункт № 14) продолжаютс я свыше 5 с, при этом нарастание амплитуды скорости колебаний опоры продолжается в течение 0,5 с, достигая максимальной скорости 4 мм/с; затем опора совершает затухающие колебания на протяжении 4,5 с (рисунок 2.19). Максимальная амплитуда смещений опоры составила 0,12 мм.

При проведении частотного анализа и разложении колебаний в амплитудный спектр Фурье, видно, что характерными частотами колебаний опоры являются частоты 4 Гц, 20 Гц (рисунок 2.20).



а

б

Рисунок 2.17 – Велосиграммы колебаний грунта от взрыва 15.02.16. Место регистрации сейсмопункт №5 (а), №6 (б) на борту карьера. Сверху-вниз: вертикальная компонента, радиальная компонента, тангенциальная компонента, давление на фронте ударно-воздушной волны (Па), векторная скорость. По оси абсцисс отложено время (с), по оси ординат – скорость колебаний (мм/с)

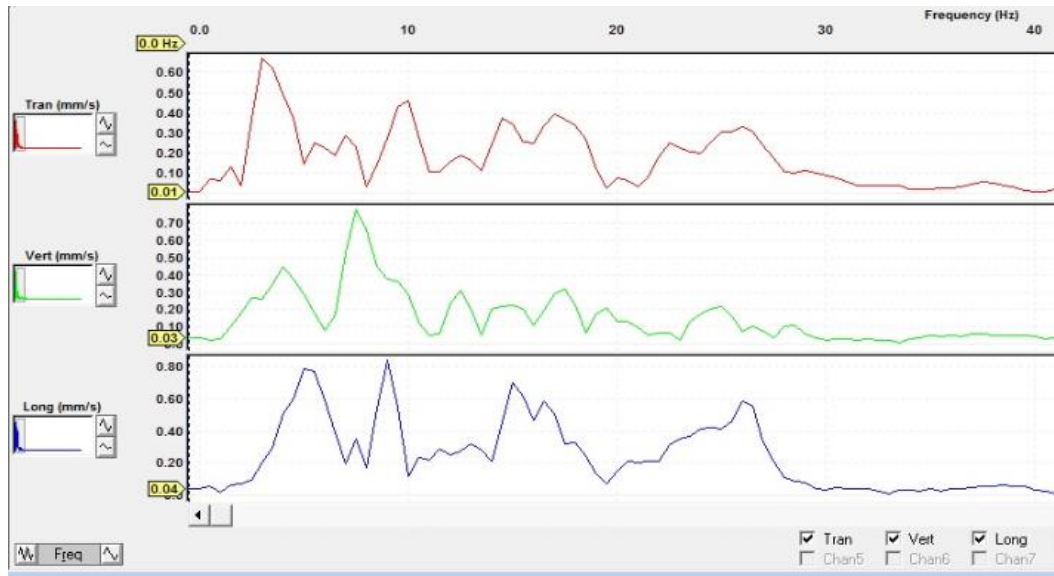


Рисунок 2.18 – Амплитудные спектры велосиграм от взрыва 15.02.16. Место регистрации – борт карьера.

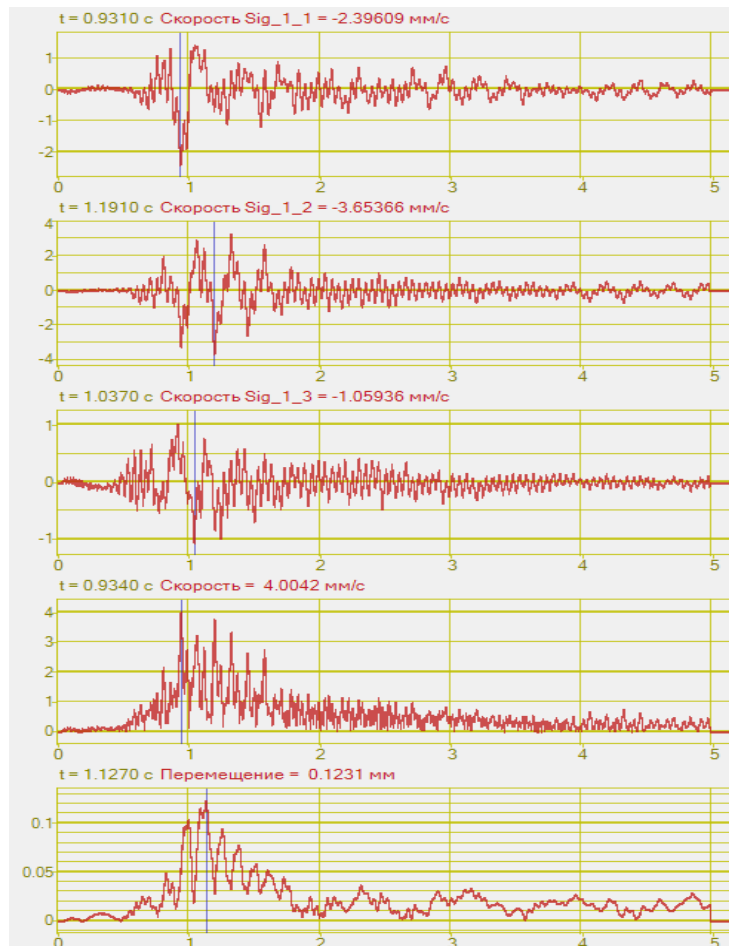


Рисунок 2.19 – Велосиграммы колебаний от взрыва 15.02.16. Место регистрации – сейсмopункт №14 на опоре ЛЭП

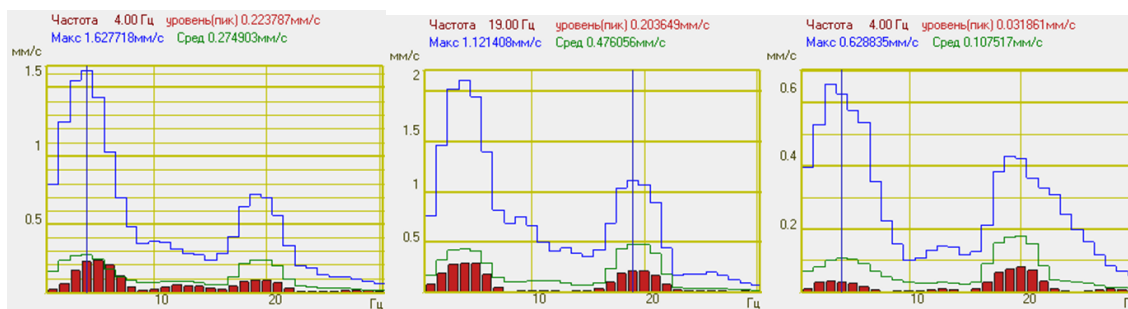


Рисунок 2.20 – Амплитудные спектры велосиграммы от взрыва 15.02.16. Место регистрации – сеймопункт №14 на опоре ЛЭП

Массовый взрыв 14.04.16 был проведен на блоке мергелей на горизонте +125,0 - +115,0. Крепость пород IV-VI по шкале М.М. Протодяконова. Мощность массового взрыва составила 2944,6 кг. На блоке 43 скважины диаметром 160 мм. Сетка скважин 5x5 м, перебур составил 2 м. Интервал замедления между рядами скважин 67 мс; Интервал замедления в ряду 17 мс. Для зарядки скважин использовался эмульсионный состав АС-25П; аммонит 6ЖВ. В качестве средств инициирования зарядов ВВ применялись детонаторы с внутрискважинным замедлением ДИН-С 500-10, ДИН-С 475-7, и поверхностным замедлением ДИН-П 0-400, ДИН-П 67-7, ДИН-П 17-7 (схема взрывной сети приведена на рисунке 2.21). Максимальная масса ВВ за ступень составляет 366 кг.

На рисунке 2.22 показаны велосиграммы скоростей колебаний, зарегистрированных 14.04.16 в сеймопунктах №7 и №8 на расстояниях 210 м и 290 м от блока соответственно.

Общая продолжительность колебаний массива после взрыва составляет около 1,3 с при эпицентральном расстоянии от блока 210 м. При этом сначала массив совершает колебания с амплитудой до 14,24 мм/с в течение 1 с, затем (после прохождения сеймовзрывной волны) колебания массива продолжают на протяжении еще 2 с, но с меньшей амплитудой – значения скорости варьируются в пределах 2 мм/с.

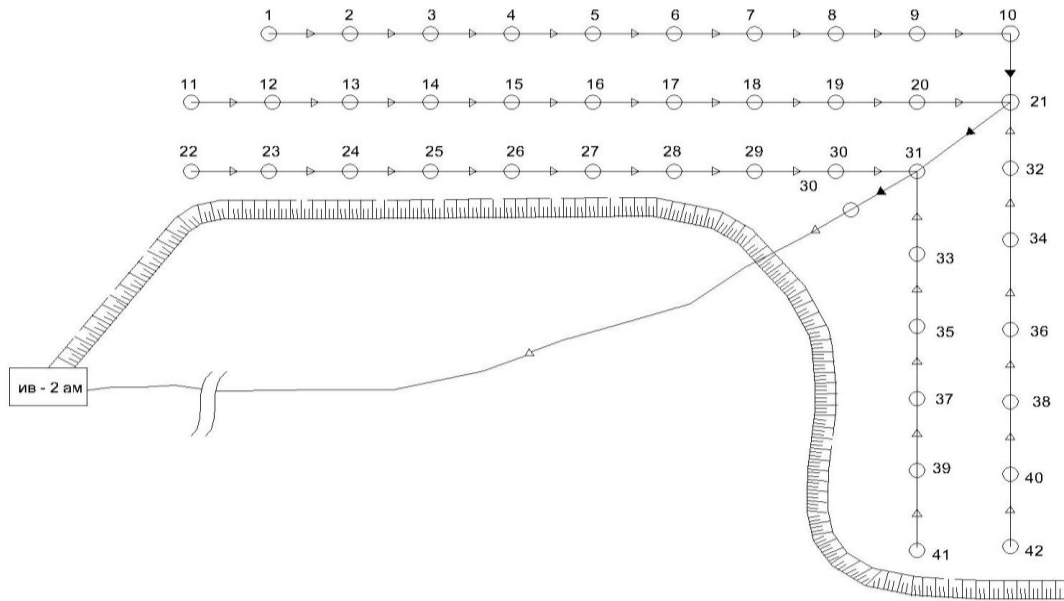


Рисунок 2.21 – Схема взрывной сети. Массовый взрыв 14.04.16

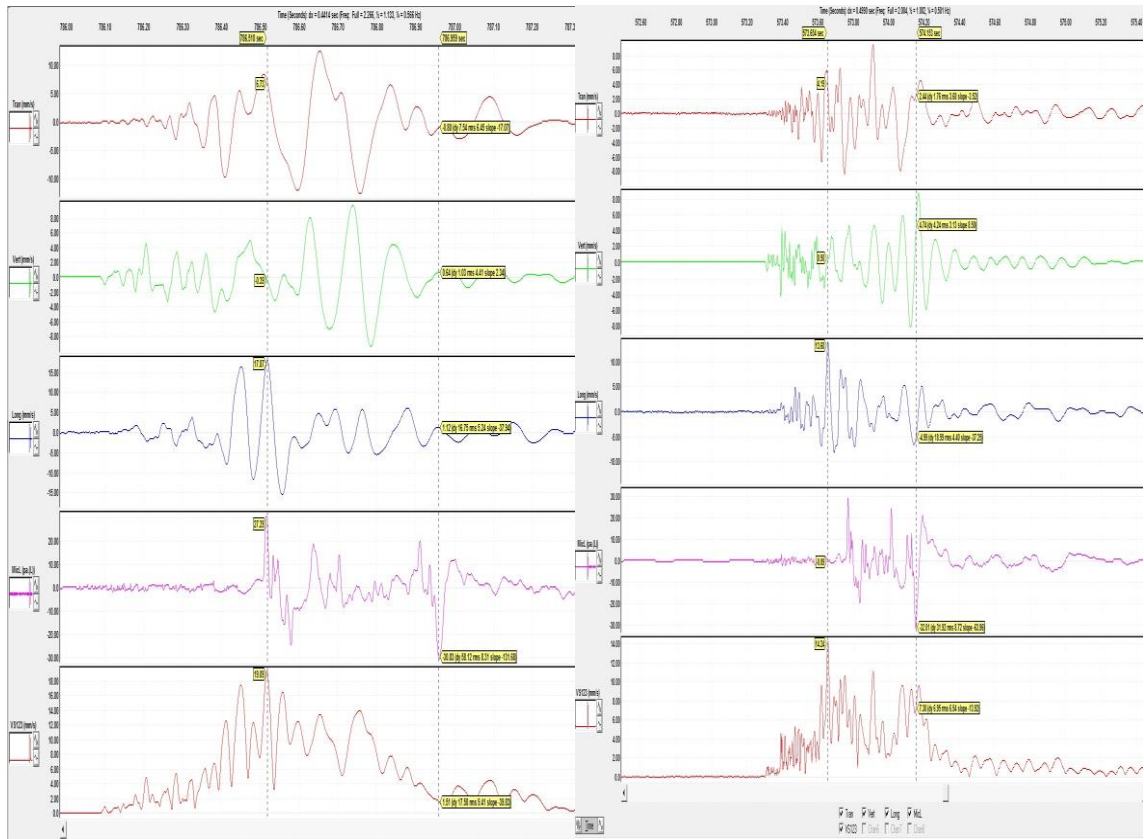


Рисунок 2.22 – Велосиграммы колебаний грунта от взрыва 14.04.16. Место регистрации сейсмopункта №7 (а), №8 (б) на борту карьера. Сверху-вниз: вертикальная компонента, радиальная компонента, тангенциальная компонента, давление на фронте ударно-воздушной волны (Па), векторная скорость. По оси абсцисс отложено время (с), по оси ординат – скорость колебаний (мм/с)

Из анализа блока по времени инициирования скважин можно сделать вывод о том, что максимальное количество скважин, инициируемое одновременно (в интервале времени до 20 мс) равно 5 суммарной массой 366 кг. Максимальная амплитуда по векторной скорости, вызванная взрывом максимальной массы одновременно инициируемых зарядов, составляет 14,24 мм/с (на эпицентральной расстоянии 210 м) и 19,09 мм/с (на эпицентральной расстоянии 290 м).

Рассчитанный амплитудный спектр велосигнам приведен на рисунке 2.23. В спектре выделяются максимумы 5 Гц, 15 Гц.

Максимальное давление на фронте УВВ не превышает 32 Па.

Колебания опоры при взрыве 14.04.16 (сейсмопункт № 14) продолжают на протяжении свыше 7 с, при этом нарастание амплитуды скорости колебаний опоры продолжается в течение 1 с, достигая максимальной скорости 4,4 мм/с; затем опора совершает затухающие колебания на протяжении 3,5 с, достигая фоновых колебаний (рисунок 2.24).

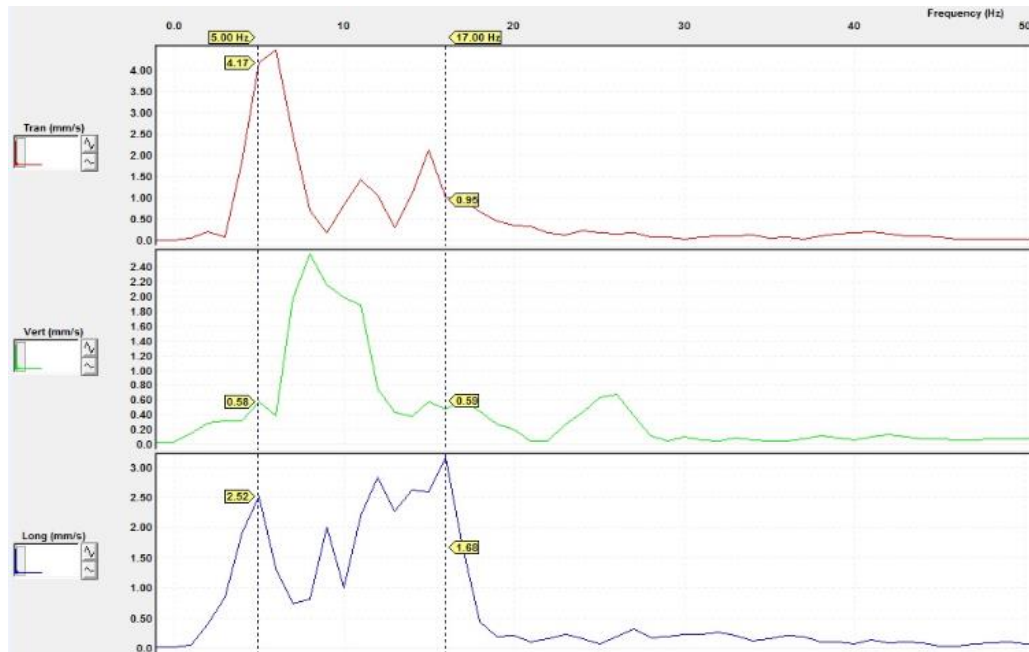


Рисунок 2.23 – Амплитудные спектры велосигнам от взрыва 14.04.16. Место регистрации – борт карьера

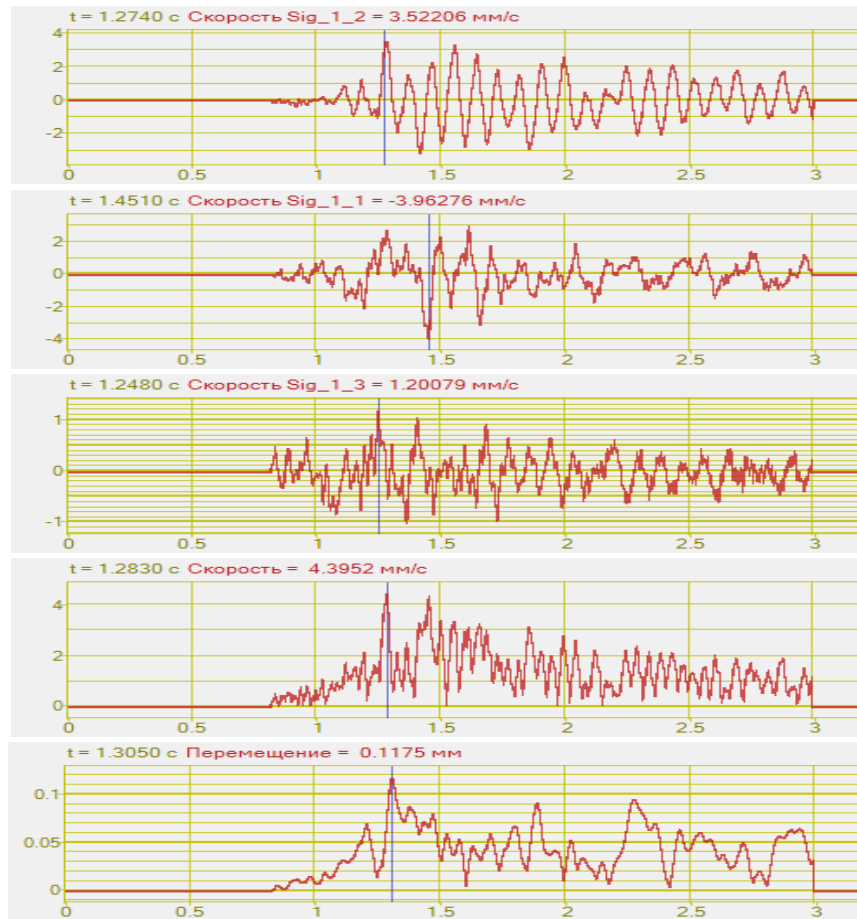


Рисунок 2.24 – Велосиграммы колебаний от взрыва 14.04.16.

Место регистрации – сейсмопункт №14 на опоре ЛЭП

Максимальная амплитуда смещений опоры составляет 0,12 мм. Характерными частотами колебаний опоры являются 5 Гц, 10-12 Гц (рисунок 2.25).

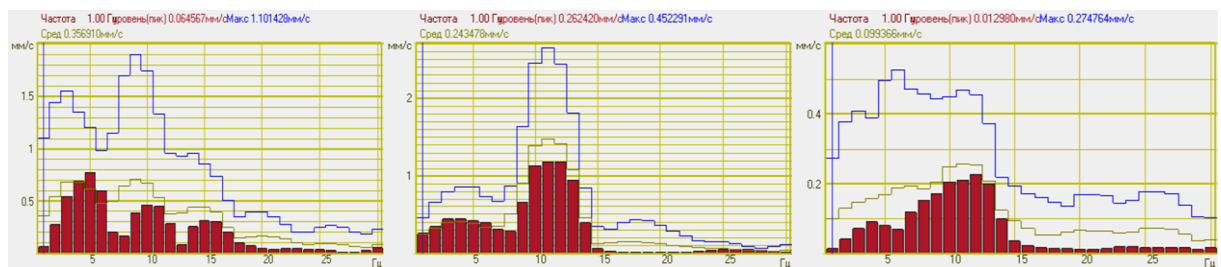


Рисунок 2.25 – Амплитудные спектры велосиграмм от взрыва 14.04.16. Место регистрации – сейсмопункт №14 на опоре ЛЭП

Массовый взрыв 03.10.2016 был проведен на уступе мергелей. Крепость пород IV-VI по шкале М.М. Протодяконова. Суммарная мощность массового взрыва составила 2856 кг. На блоке 39 скважин диаметром 160 мм. Сетка скважин 5x5 м, перебур 1 м. Интервал замедления между рядами

скважин 42 мс; интервал замедления в ряду 17 мс. Для зарядки скважин использовался Гранулит, Игданит, аммонит 6ЖВ. В качестве средств инициирования зарядов ВВ применялись детонаторы с внутрискважинным замедлением ДИН-С 475-10, и поверхностным замедлением ДИН-П 0-300, ДИН 42-7, ДИН-П 17-7 (схема монтажа приведена на рисунке 2.26). Максимальная масса ВВ, инициируемая одновременно, составляет 468 кг.

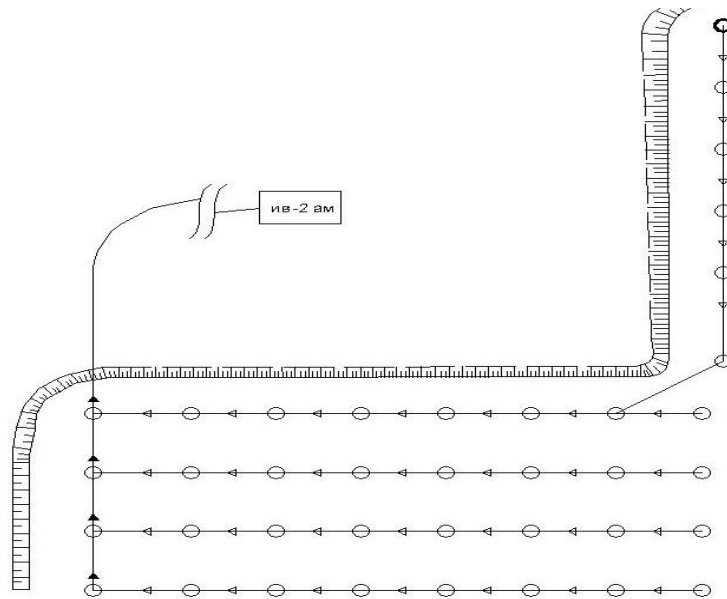


Рисунок 2.26 – Схема взрывной сети. Массовый взрыв 03.10.16

На рисунке 2.27 а показаны велосигramмы скоростей колебаний, зарегистрированных 03.10.16 в сейсмопунктах № 9, № 10. Незначительное расстояние от взрывного блока – 110 м – обуславливает появление больших скоростей колебания массива.

На протяжении первых 0,26 с массив совершает нарастающие по интенсивности и скорости колебания, достигая максимальной скорости 52,49 мм/с; колебания высокочастотные - период колебаний составляет 0,018-0,021 с. Достигнув пика скоростей, колебания сменяются более низкочастотными - период колебаний составляет 0,031-0,04 с.

Максимальные скорости колебания массива, зарегистрированные на расстоянии 225 м составляют 12,13 мм/с достигается спустя 0,5 с после начала колебаний. Период колебаний массива сначала варьируется в пределах 0,011-0,013 с. После достижения максимума по скорости

колебаний, период увеличивается до 0,05 с, амплитуда колебаний уменьшается в 2 раза.

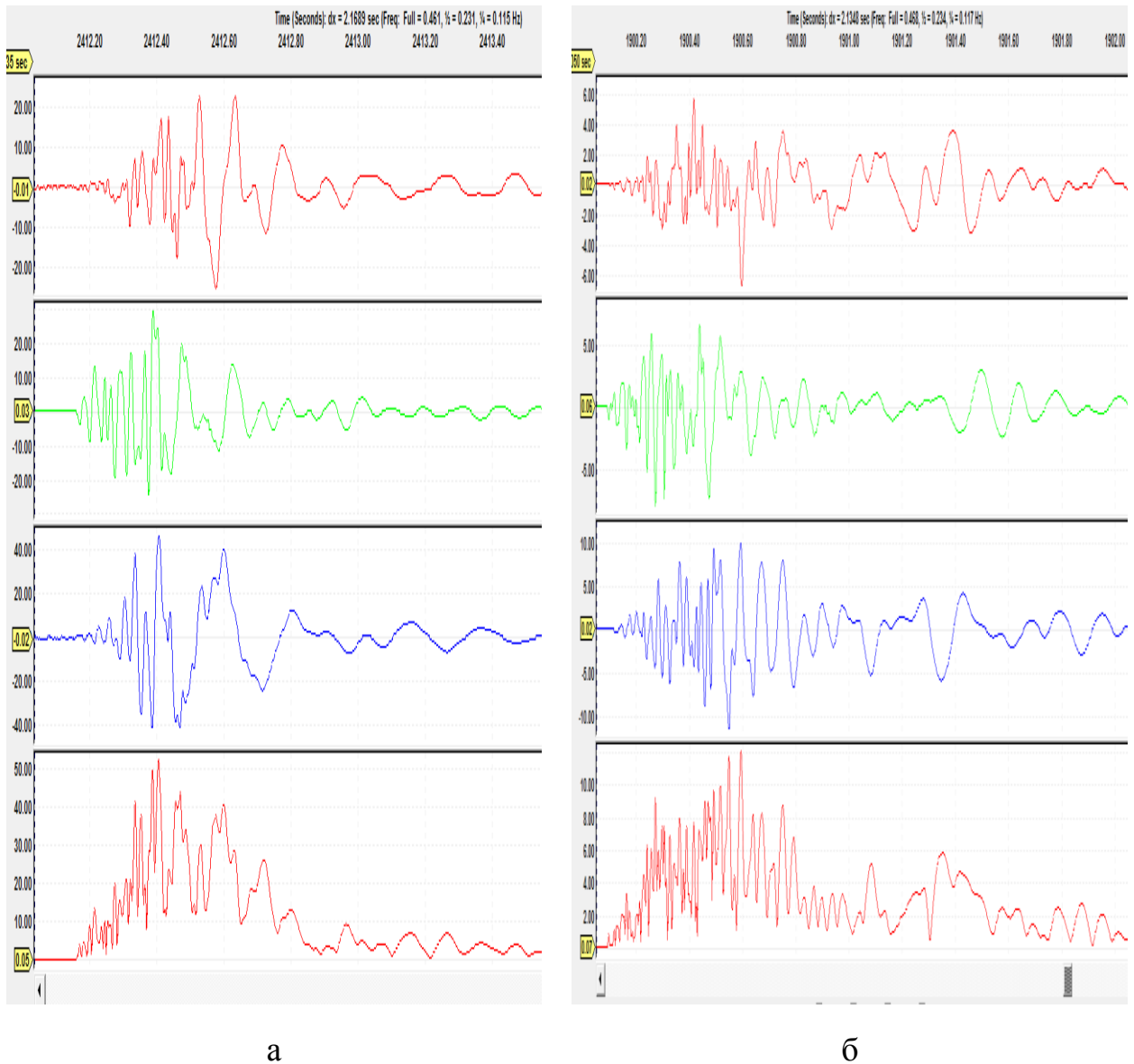


Рисунок 2.27 – Велосиграммы колебаний грунта от взрыва 03.10.16. Место регистрации сейсмopункт №9 (а), №10 (б) на борту карьера. Сверху-вниз: вертикальная компонента, радиальная компонента, тангенциальная компонента, векторная скорость. По оси абсцисс отложено время (с), по оси ординат – скорость колебаний (мм/с)

Амплитудный спектр велосиграммы показывает наличие частот 5 Гц, 10 Гц.

Максимальная скорость колебаний опоры ЛЭП (сейсмopункт № 15) составила 2,6 мм/с. Опора колеблется на протяжении свыше 8 с. Каждую секунду на сейсмограмме можно отчетливо выделить цуги колебаний с

нарастающей и спадающей амплитудой (рисунок 2.28). Максимальное смещение опоры составило 0,12 мм. Рассчитанный амплитудный спектр велосигнам колебаний опоры приведен на рисунке 2.29. В спектре выделяются максимумы на частотах 10 Гц, 13 Гц.

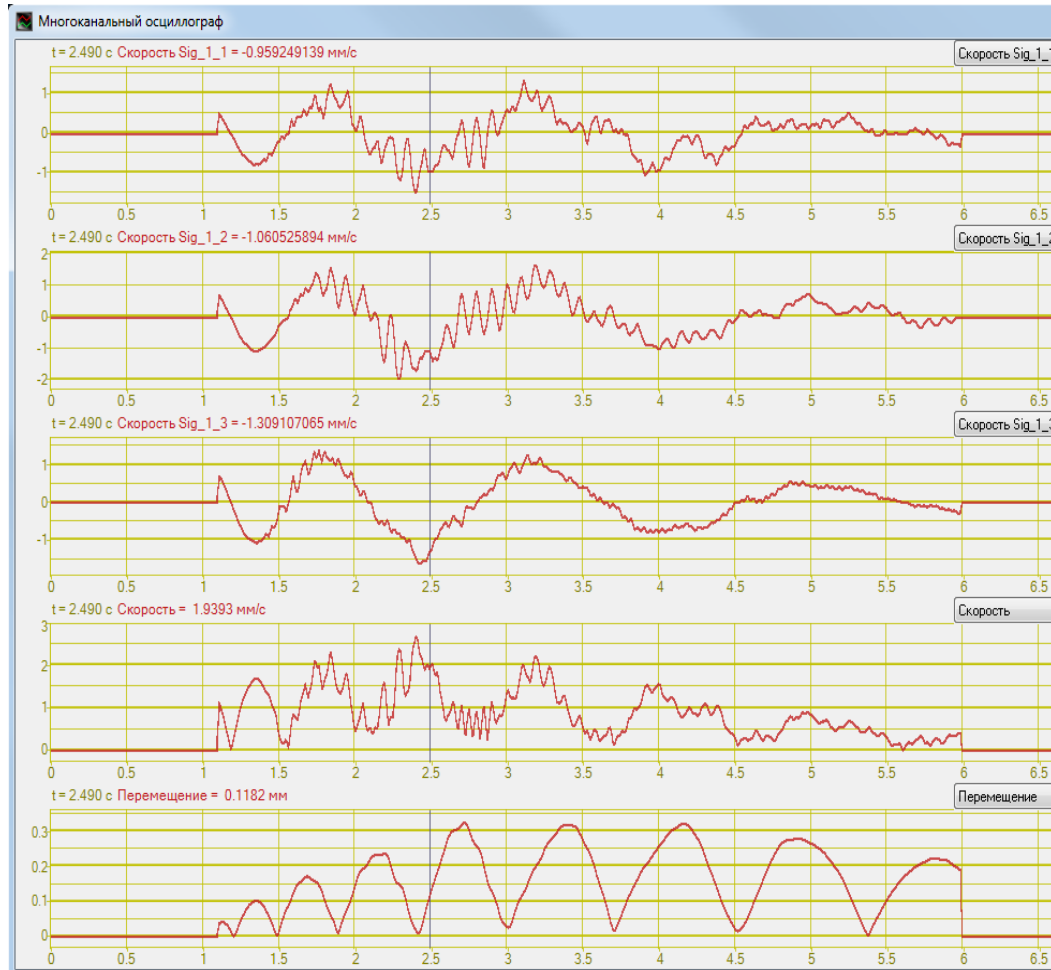


Рисунок 2.28 – Велосигнамы колебаний от взрыва 03.10.16.

Место регистрации – сейсмопункт №15 на опоре ЛЭП

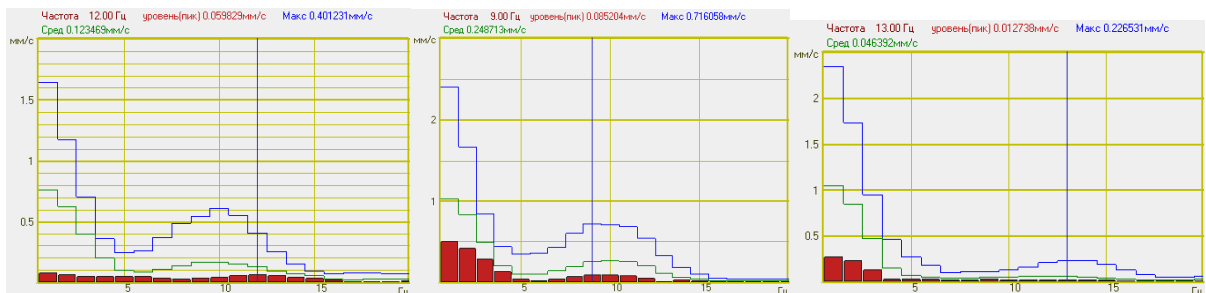


Рисунок 2.29 – Амплитудные спектры велосигнам от взрыва 03.10.16. Место регистрации – сейсмопункт №15 на опоре ЛЭП

Массовый взрыв 23.11.16 был проведен на уступе мергелей, крепость пород IV-VI по шкале М.М.Протодяконова. Суммарная мощность массового взрыва составила 2200,8 кг ВВ. На блоке 21 скважина диаметром 160 мм. Сетка скважин 5x5 м, переbur – 2,3 м. Интервал замедления между рядами скважин 25 мс; интервал замедления в ряду 17 мс. Для зарядки скважин использовался Гранулит, Игданит, аммонит 6ЖВ. В качестве средств инициирования зарядов ВВ применялись детонаторы с внутрискважинным замедлением ДИН-С 500-13 и поверхностным замедлением ДИН-П 0-300, ДИН-П 25-7, ДИН-П 17-7 (схема монтажа приведена на рисунке 2.30).

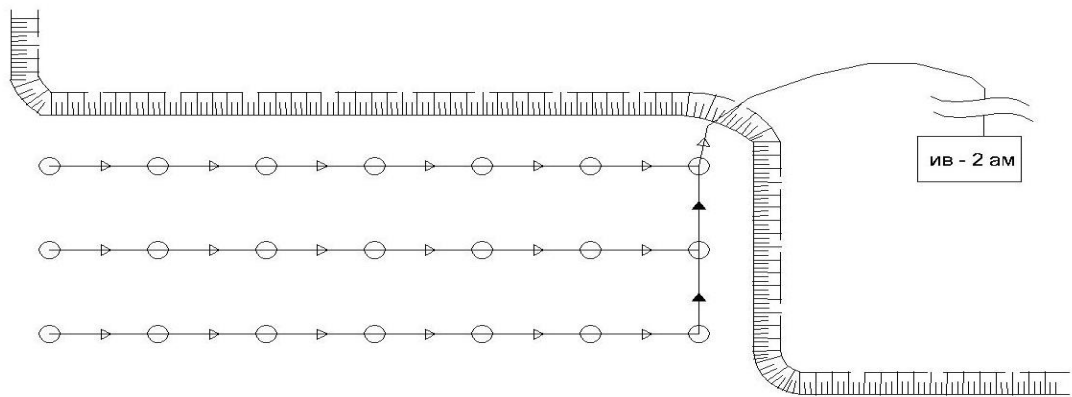


Рисунок 2.30 – Схема взрывной сети. Массовый взрыв 23.11.16

Схема инициирования предполагает одновременное инициирование за ступень не более 5 зарядов общей массой ВВ 416 кг.

При регистрации колебаний грунта от массового взрыва задача состояла в определении падения амплитуды скоростей колебаний при прохождении сейсмозрывной волны через траншейный барьер – нагорную канаву. Пункты регистрации колебаний располагались перед канавой (сеймопункт №11), на дне канавы (сеймопункт №13) и за канавой (сеймопункт №12) (рисунок 2.31).

На рисунке 2.32 показаны велосиграммы скоростей колебаний, зарегистрированных 23.11.16 на борту карьера перед нагорной канавой (рисунок 2.32 а) и после нагорной канавы (рисунок 2.32 б) на расстояниях от

блока 100 м и 165 м соответственно. Максимальная векторная скорость, зарегистрированная на расстоянии 100 м от блока (сеймопункт №11) составила 30,37 мм/с, на расстоянии 165 м - 13,15 мм/с (сеймопункт №12)

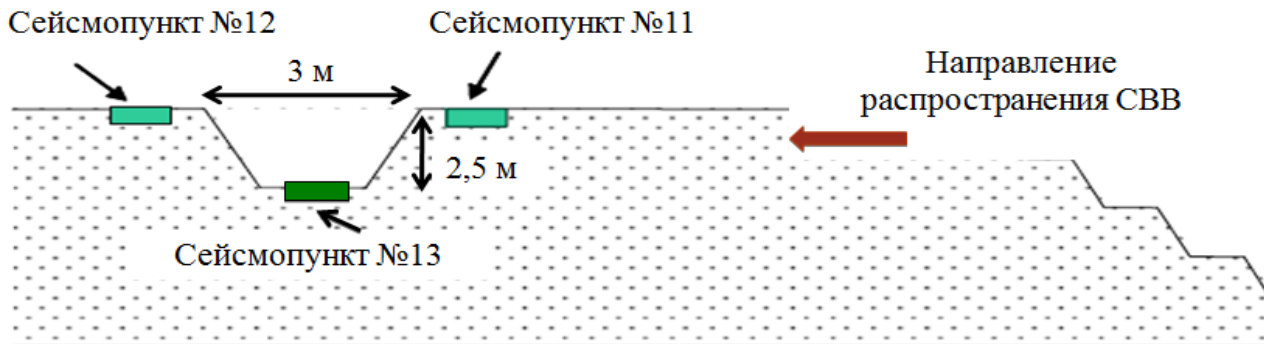


Рисунок 2.31 – Схема регистрации колебаний массива при прохождении СВВ через траншейный барьер (нагорную канаву)

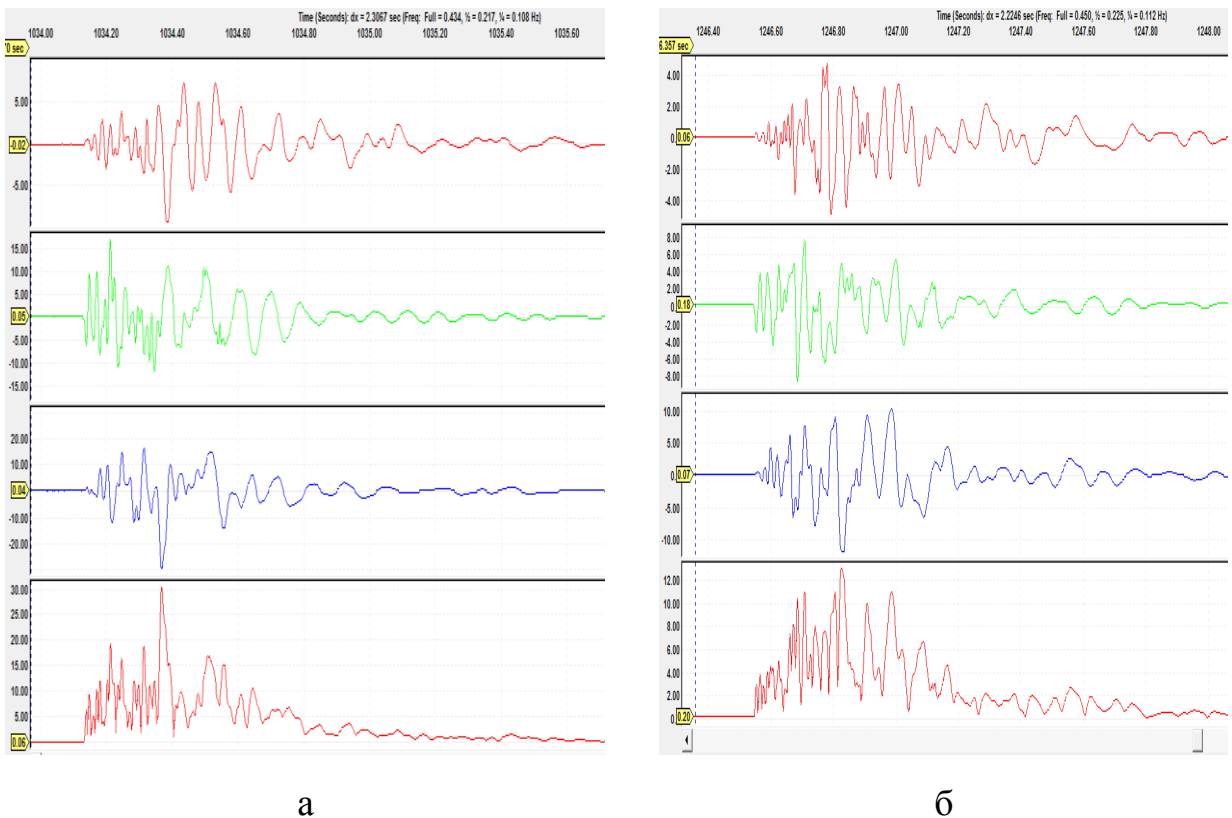


Рисунок 2.32 – Велосиграммы колебаний грунта от взрыва 23.11.16. Место регистрации сеймопункт №11 перед нагорной канавой (а), №12 после нагорной канавы (б) на борту карьера. Сверху-вниз: вертикальная компонента, радиальная компонента, тангенциальная компонента, векторная скорость. По оси абсцисс отложено время (с), по оси ординат – скорость колебаний (мм/с)

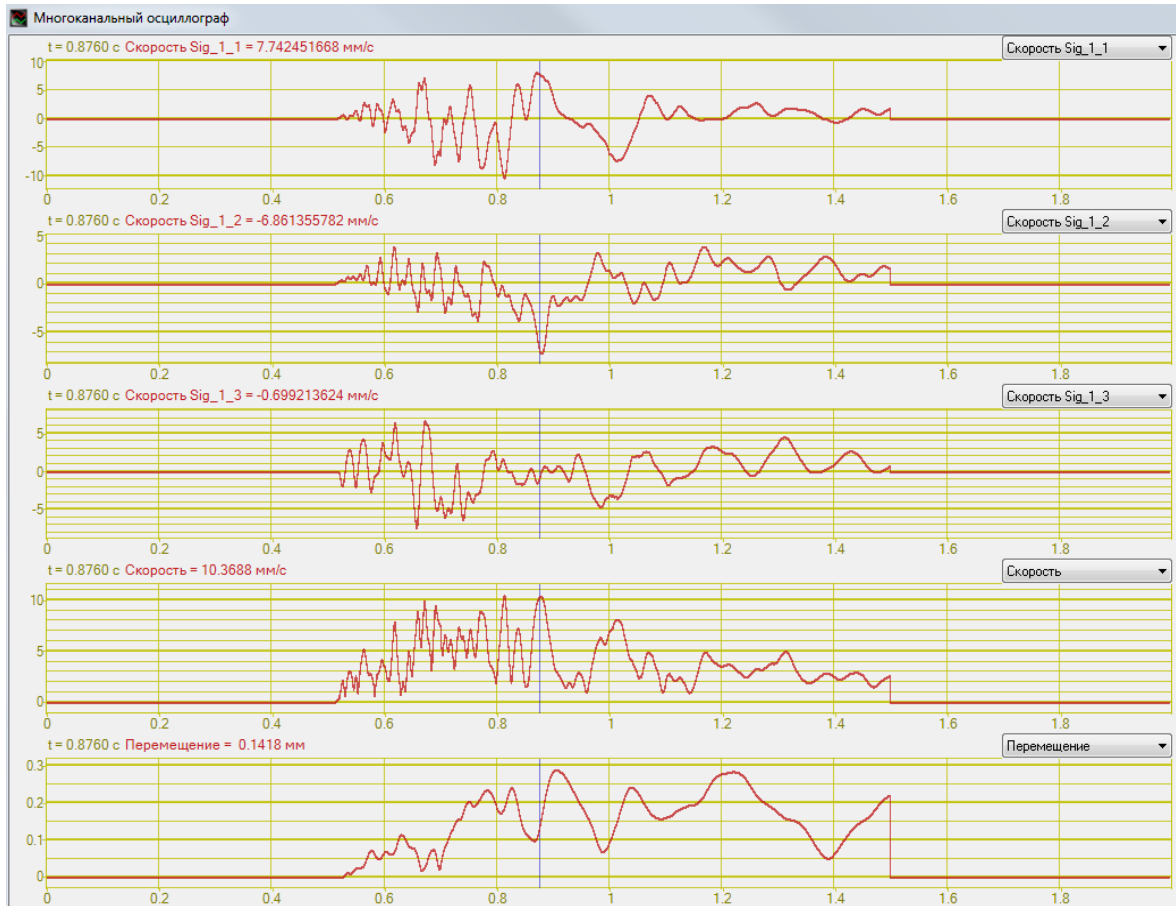


Рисунок 2.33 – Велосиграммы колебаний от взрыва 23.11.16.
Место регистрации – сейсмопункт № 13

Колебания грунта на дне нагорной канавы (сейсмопункт №13) продолжаются на протяжении свыше 1 с. Первые полсекунды массив совершает более высокочастотные колебания – видимый период колебаний массива грунта составляет 0,03 с; скорость колебаний нарастает до максимума 10,37 мм/с. Затем видимый период колебаний увеличивается до 0,09-0,1 с (рисунок 2.33). Максимальное смещение грунта составило 0,14 мм.

Проведя частотный анализ, можно выделить характерные для данного взрыва частоты: 12-13 Гц, 9 Гц.

Таким образом, в качестве дополнительного мероприятия по снижению действия СВВ на охраняемые объекты Афанасьевского карьера можно использовать нагорную канаву глубиной 2,5 м как траншейный барьер, позволяющего снизить максимальную амплитуду скорости смещения грунта при прохождении СВВ через канаву в 2,3 раза.

Результаты обработки данных регистрации СВВ

Результаты мониторинга зарегистрированных сейсмоколебаний при массовых взрывах приведены в таблице 2.2. Приведены данные по суммарной массе заряда, массе заряда на одну ступень замедления, расстояние до точки наблюдения и максимальные скорости смещения грунта.

При обработке данных была вычислена величина коэффициента $K_{1,5}$, который используется для сравнения между собой различных взрывов и условий взрывания в разных районах [11]:

$$V = K_{1,5} \cdot \rho^{1.5} \quad (2.2)$$

Для определения сейсмического эффекта массовых взрывов была построена зависимость максимальных скоростей колебаний от приведенного расстояния (рисунок 2.34). Данные были обработаны с использованием стандартных программ Excel и могут быть аппроксимированы уравнением вида:

$$V = 2026 \left(\frac{\sqrt[3]{q}}{r} \right)^{1.5}, (R^2 = 0,93), \quad (2.3)$$

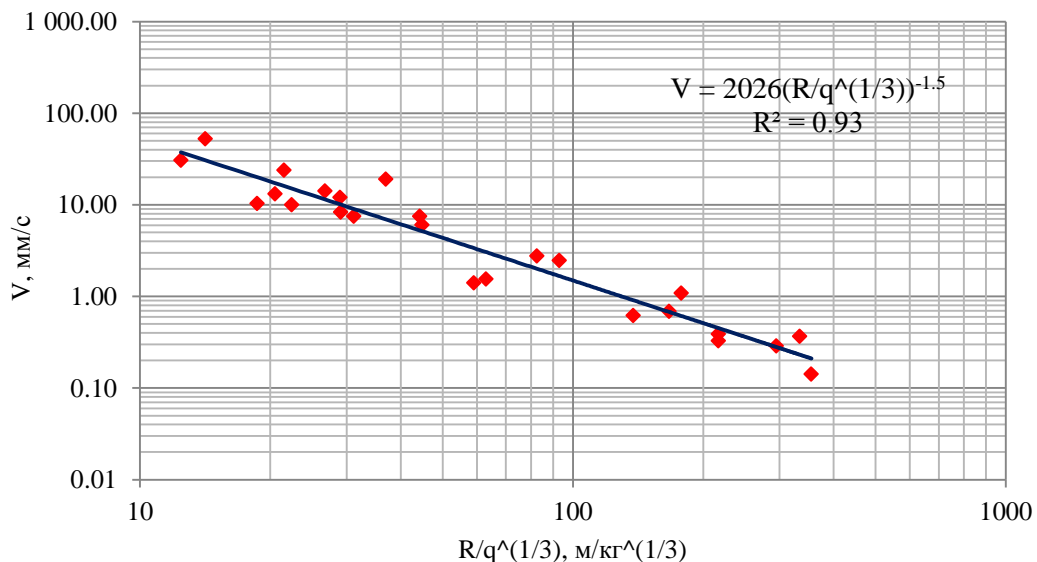


Рисунок 2.34 – Зависимость скорости смещения грунта от приведенного расстояния

Разброс данных объясняется тем, что взрывы проводились на различных уступах карьера, породы которых отличались механическими характеристиками.

Одной из важных задач в вопросе оценки сейсмической опасности взрывов является не только оценка интенсивности колебаний грунтов, выражаемая скоростью, но и сопоставление периодов колебаний грунта основания охраняемого объекта и собственных периодов колебаний самого сооружения. Как известно [54] из работ по динамике сооружений, основные периоды собственных колебаний сооружений находятся в диапазоне 0,3-1,0 с. На основе проведенных натурных исследований можно выявить (таблица 2.3), что характерным периодом собственных колебаний опоры является диапазон 45-50 мс; период преобладающей фазы сейсмических колебаний грунта у опоры ЛЭП, рассчитанный с учетом расстояния до места взрыва по формуле 2.4, находится в диапазоне 26-30 мс [11].

$$T = \kappa_r \lg R, \quad (2.4)$$

где κ_r – коэффициент грунтовых условий; T – период колебаний, с; R – расстояние, м.

В результате анализа спектра колебаний грунта на основе всех натурных данных было выявлено, что при увеличении расстояния от взрываемого блока (свыше 800 м) спектр частот, соответствующий максимуму энергии взрыва, смещается в область более низких частот, достигает значений 1,5-2 Гц.

Сравнение сейсмического эффекта массовых взрывов на эпицентральной расстоянии 400 м до охраняемого объекта при применении различных схем инициирования зарядов показало, что порядные схемы инициирования зарядов ВВ способствуют формированию максимальной скорости колебаний грунта у основания охраняемого объекта $V = (6-10)$ мм/с, что в 2-3 раза превышает скорости колебаний основания при применении схем инициирования с замедлениями 17 мс в ряду (таблица 2.4).

Таблица 2.2 – Параметры зарегистрированных сейсмоколебаний при массовых взрывах на карьере

№	Дата	Пункт регистрации	Масса заряда, кг		Эпицентральное расстояние, м	Максимальная скорость смещения грунта, мм/с				$\rho = \frac{\sqrt[3]{q}}{r}$, кг ^{1/3} /м	Коэф. сейсмичности, <i>K</i>	Частоты колебаний Гц
			$\sum q$	На одну ступень замедления, q_i		V_x	V_y	V_z	$V = \sqrt{\sum V_i^2}$			
1	25.11.15	Массив (борт карьера)	984,2	492	170	10,85	15,43	14,74	23,94	0,04644	2392,30	10; 12
		На опоре ЛЭП			350	7,01	1,54	2,21	7,51	0,02256	2214,02	8; 10; 13
					800	0,54	0,60	0,49	0,95	0,00987	2303,16	4
2	26.11.15	Массив (борт карьера)	1780,2	300	150	10,00	0,94	1,29	10,13	0,04463	1060,66	8;10-12;20
		На опоре ЛЭП			300	2,80	4,11	3,45	6,06	0,02231	1818,00	7; 9; 14
					700	0,99	0,08	0,30	1,14	0,00956	1439,33	10
3	15.02.16	Массив (борт карьера)	1830	438	210	7,00	3,05	2,15	8,36	0,03437	1312,02	4; 9-10; 25
		На опоре ЛЭП			225	3,99	2,00	2,80	7,51	0,03208	1307,13	4; 9; 25
					450	3,22	1,15	0,48	4,00	0,01604	1309,58	4; 20
4	14.04.16	Массив (борт карьера)	2944,6	366	210	17,87	6,73	0,39	19,09	0,03735	2644,49	5; 15
		На опоре ЛЭП			290	13,60	4,19	0,50	14,24	0,02705	3201,20	5;12;16
					400	2,92	2,48	0,60	4,40	0,01961	2922,84	5; 10-12
5	03.10.16	Массив (борт карьера)	2856	468	110	41,5	22,05	4,32	52,49	0,07430	2591,61	1; 9-13
		На опоре ЛЭП			225	10,00	5,94	2,51	12,13	0,03633	1752,02	
					1000	1,55	1,50	1,62	2,06	0,00817	2171,81	10; 13
6	23.11.16	Массив, перед нагорной канавой	2200,8	416	100	29,81	4,92	2,58	30,67	0,08041	1344,97	-
		Дно траншеи			150	7,74	6,86	0,67	10,37	0,05361	835,44	4-5;13-15;20
		Массив, за нагорной канавой			165	12,88	3,02	4,98	13,15	0,04874	1222,22	-

Таблица 2.3 – Характеристики колебаний охраняемого объекта (опора ЛЭП) при СВВ

№	Дата взрыва	Максимальная векторная скорость колебаний опоры (прибор), мм/с	Максимальное смещение стойки опоры, мм	Коэффициент сейсмичности, $K_{1,5}$	Скорость колебаний массива у опоры, мм/с	Период собственных колебаний опоры (натурные данные), мс	Период собственных колебаний массива (расчет), мс
1	25.11.15	0,95	0,05	2303	2,26	50	29,0
2	26.11.15	1,14	0,05	1439	1,35	50	28,5
3	15.02.16	4,0	0,12	1309	2,66	52	26,5
4	14.04.16	4,4	0,12	2922	8,03	45	26,0
5	03.10.16	2,6	0,31	2345	1,60	83	30,0

Таблица 2.4 – Сейсмический эффект массовых взрывов при различных схемах инициирования зарядов на эпицентральной дистанции 400 м до охраняемого объекта

Дата	Мощность взрыва, кг	Число ступеней	Масса в ступени, кг	Интервал замедления, мс	Порода	Приведенное расстояние, м/кг ^{1/3}	Скорости смещения грунта, мм/с R=400 м
1	2	3	4	6	7	8	10
29.01.10	3410	5	683	42	доломит	216,88	5,880
16.02.10	3514	6	788	42	доломит	59,11	6,316
18.02.10	4104	4	1156	67	доломит	355,40	7,650
09.03.10	1090	8	145	67	суглинки мерзлота	216,99	2,709
20.01.11	3472	5	866	42	доломит	92,32	6,621
03.02.11	7600	7	1415	67	известняк	124,70	9,464
31.05.11	5000	8	1128	67	известняк	124,88	7,557
25.11.15	984	2	492	67	мергель	21,53	4,991
26.11.15	1780	8	300	42	известняк	22,40	3,897
23.05.11	2263	14	251	17 и 42	мергель	174,38	3,565
29.05.12	1762	50	61,5	17 и 42	известняк	329,34	1,764
18.12.14	2314	56	63	17 и 42	известняк	289,26	1,786
15.02.16	1830	8	438	17 и 67	мергель	27,65	4,709
14.04.16	2944	10	366	17 и 67	мергель	40,54	4,305
03.10.16	2856	10	468	17 и 42	мергель	14,16	4,867
23.11.16	2200	7	416	17 и 25	мергель	13,39	4,589

2.3.2 Измерения пространственного положения промежуточных опор секции трассы ВЛ-110

В рамках диссертационного исследования была проведена оценка пространственного положения опор трассы ВЛ-110, проходящей вблизи зон ведения взрывных работ на Афанасьевском карьере. Трасса ВЛ-110 была

установлена в 2010 г., частично входит в границы горного отвода карьера (рисунок 2.35 б).

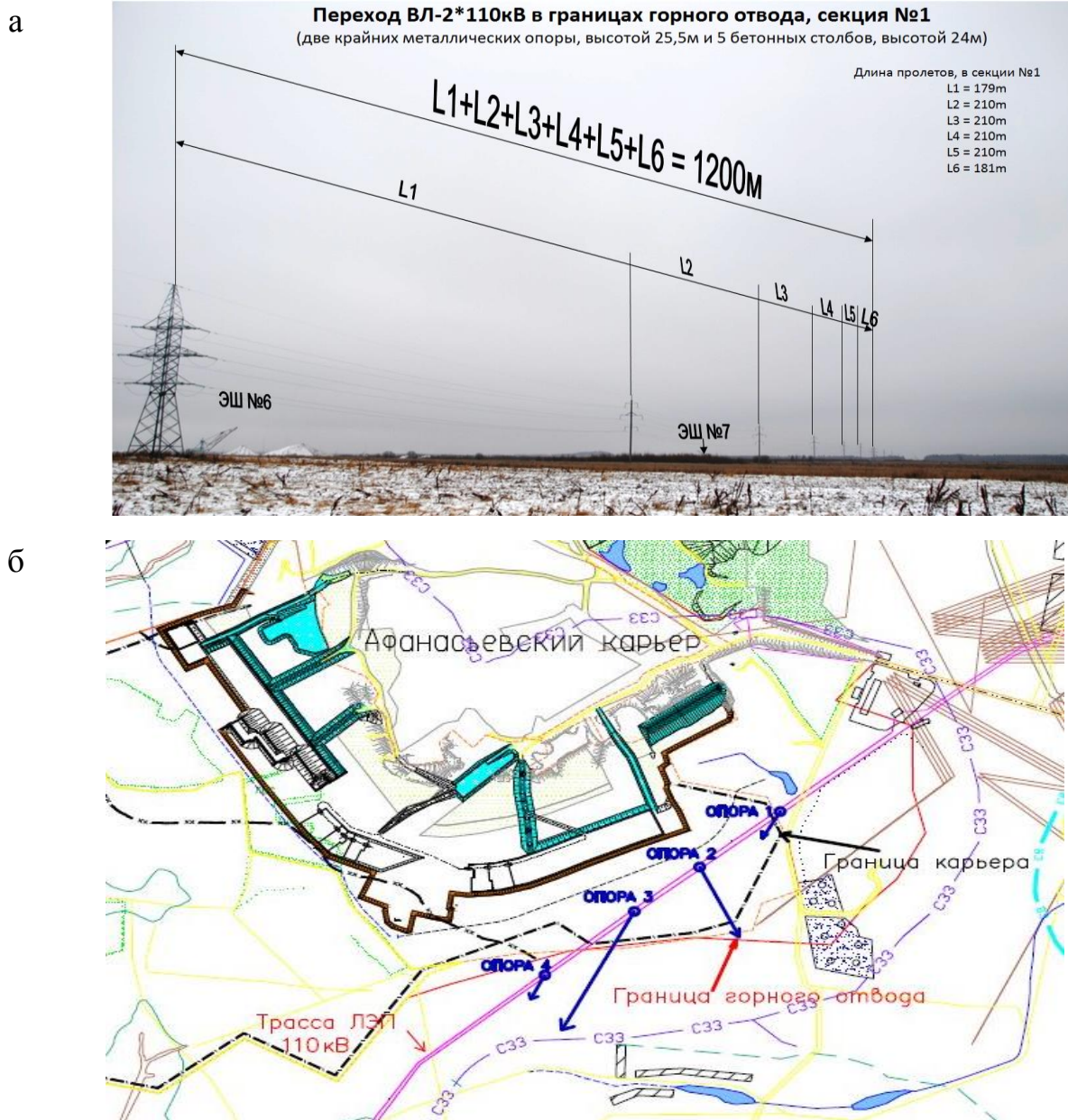


Рисунок 2.35 – Взаимное расположение секции ВЛ-110 и карьера (а), направление крена опор в пределах границ карьера (б)

Оценка положения опор проводилась путем измерения отклонения опор вдоль и перпендикулярно оси трассы ВЛ в пределах анкерного пролета, ограниченного двумя анкерными стальными опорами башенного типа при помощи маркшейдерских приборов. Измерение отклонения проводилось для

промежуточных железобетонных опор, находящихся в границах горного отвода вблизи зоны ведения горных и взрывных работ (рисунок 2.35 а,б).

В результате проведенных измерений были выявлены отклонения у всех промежуточных опор секции (таблица 2.5).

Таблица 2.5 – Величины отклонений опор от вертикали

	Опора №1		Опора №2		Опора №3		Опора №4	
Отклонения по осям	dX, мм	dY, мм	dX, мм	dY, мм	dX, мм	dY, мм	dX, мм	dY, мм
Величина отклонения	130	50	100	340	600	230	110	50

Направление оси OY соответствует отклонению от вертикали в плоскости, перпендикулярной линии электропередачи (выход из створа). Направление оси OX соответствует отклонению от вертикали вдоль оси трассы линии электропередачи.

Существует ряд нормативных документов, регламентирующих величину предельного отклонения верха стойки опоры для различных случаев. Согласно [87] отклонения от вертикальной оси вдоль и поперек оси линии при монтаже железобетонных одностоечных опор не должны превышать 1/150 высоты опоры, т.е. 0,0067 (таблица 2.6).

Таблица 2.6 – Отклонения стойки опоры при монтаже

	Опора №1		Опора №2		Опора №3		Опора №4	
	dX, мм	dY, мм	dX, мм	dY, мм	dX, мм	dY, мм	dX, мм	dY, мм
Величина отклонения верха стойки	130	50	100	340	600	230	110	50
Отклонение верха (Δ / H)	0,005	0,0019	0,0038	<u>0,0130</u>	<u>0,0231</u>	<u>0,0088</u>	0,0042	0,0019
Превышение допуска, %	-	-	-	194	344	131	-	-

Согласно [66] условие расчета стойки опоры по деформациям предполагает, что величина предельно-допустимого угла поворота фундамента стоечной опоры в заделке при действии опрокидывающих нагрузок не должна превышать 0,01 рад (0,57°) (таблица 2.7).

Таблица 2.7 – Сравнение предельных углов отклонения опор по СП

	Опора №1		Опора №2		Опора №3		Опора №4	
	dX, мм	dY, мм	dX, мм	dY, мм	dX, мм	dY, мм	dX, мм	dY, мм
Отклонение по оси	130	50	100	340	600	230	110	50
Отклонение по вектору	0°,34		0°,85		1°,5		0°,3	
	0,0059 рад		<u>0,0148 рад</u>		<u>0,026 рад</u>		0,0052 рад	
Превышение допуска, %	-		148		260		-	

Согласно [61] предельное значение отклонения верха стойки опоры (ВЛ 35-750 кВ) от вертикальной оси вдоль и поперек ВЛ для одностоечных железобетонных опор составляет $H/150$ (H – высота стойки опоры). При высоте стойки опоры 26 м предельное значение отклонения ее верха составляет 173 мм.

Случай превышения предельно-допустимого значения по отклонению стойки говорит о необходимости установки дополнительных ригелей в основании опоры вследствие недостаточных деформационно-прочностных характеристик грунта основания [64, 97].

Руководствуясь различными нормативными документами, можно сделать вывод, что опоры №2 и №3 имеют отклонения, превышающие допустимые и подлежат выправке.

Рассмотренные нормативные документы содержат значения предельно-допустимых отклонений опор ЛЭП от вертикали, при достижении которых необходимо производить выправку конструкции в проектное положение.

Нормативные предельно-допустимые величины отклонений являются универсальными для промежуточных железобетонных стоек опор вне зависимости от их геометрических параметров и конкретных физико-механических характеристик грунтов в основании стоек и учитывают возможный разброс характеристик грунтов вследствие большой протяженности линейных объектов.

2.4 Лабораторные исследования физико-механических свойств грунта у основания стоек опор в границах горного отвода

Как уже отмечалось выше, важным фактором обеспечения устойчивости опор является наличие грунтового основания с физико-механическими характеристиками, позволяющими воспринимать все расчетные нагрузки и удерживать сооружение в проектном положении.

В связи с тем, что часть опор секции ЛЭП, имеющих крен, опираются на покровные отложения, которые состоят из малопластичных суглинков (мощность слоя 0,5-3,0 м), были проведены лабораторные исследования физико-механических свойств глинистых грунтов и анализ влияния деформационных характеристик грунта на величину отклонения опоры.

Лабораторные испытания проводились методом консолидировано-дренированного трехосного сжатия по ГОСТ 12248-2010 с целью определения характеристик прочности и деформируемости: угла внутреннего трения, удельного сцепления, модуля деформации, коэффициента поперечной деформации [86].

Данные характеристики были определены в камерах трехосного сжатия, дающие возможность бокового расширения образца грунта.

Образец грунта для испытания суглинок полутвердый пористый (образец в виде цилиндра: диаметр 38 мм, высота 76 мм). Физические характеристики суглинка представлены в таблице 2.8.

Таблица 2.8 – Физические свойства суглинки

Влажность природная	Плотность	Плотность скелета	Плотность частиц грунта	Пористость	Коэффициент пористости	Полная влагоемкость	Коэффициент водонасыщения	Влажность на границе текучести	Влажность на границе раскатывания	Число пластичности	Показатель текучести
W, %	ρ , г/см ³	ρ_d , г/см ³	ρ_s , г/см ³	n, д.е.	e, д.е.	W _n , д.е.	S _r , д.е.	W _L , %	W _p , %	I _p , %	I _L , д.е.
24,6	1,95	1,56	2,69	0,418	0,719	26,7	0,921	36,1	24,1	12	0,04

Подготовка к испытанию. Образцы грунта были вырезаны из монолита при помощи металлического цилиндра с заостренным нижним концом с последующим извлечением образца из цилиндра и проведением замеров его геометрических параметров и веса. Затем образец был помещен в резиновую оболочку, закреплен между штампами на основании камеры; камера заполнена рабочей жидкостью и присоединены устройства для измерения деформаций образца.

Проведение консолидировано-дренированного испытания. После уплотнения образца грунта были определены характеристики прочности и деформируемости.

Разрушение грунта было проведено при постоянном всестороннем давлении в камере.

По результатам испытаний образцов были определены параметры разрушения грунта (таблица 2.9):

А) относительная вертикальная деформация грунта ε_1

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h - \Delta h_c}, \quad (2.5)$$

где h – начальная высота образца.

Б) девиатор напряжений $(\sigma_1 - \sigma_3)$, МПа:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{F - A_s \sigma_3}{A}, \quad (2.6)$$

где F – вертикальная нагрузка, кН; A – площадь поперечного сечения образца, см²; A_s – площадь поперечного сечения штока, см².

Таблица 2.9 – Параметры разрушения грунта

Вертикальное давление, МПа	σ_1	0,3650
Всестороннее давление, МПа	σ_3	0,2039
Поровое давление, МПа	u	0,1167
Относительная вертикальная деформация, д.е.	ε_1	0,154

При определении характеристик прочности были построены графики зависимости относительной вертикальной деформации от девиатора напряжений $\varepsilon_1 = f(\sigma_1 - \sigma_3)$; относительной вертикальной деформации от вертикального давления σ_1 (рисунки 2.36, 2.37, 2.38).

На графиках зависимости относительной вертикальной деформации от девиатора напряжений определяется значение напряжений, соответствующее моменту разрушения образца грунта, затем строят круги Кулона-Мора по результатам трехосного сжатия (рисунок 2.39).

Значения угла внутреннего трения φ и удельного сцепления c , МПа (таблица 2.11) вычисляют по формулам:

$$\varphi = \arctg \frac{N - 1}{2\sqrt{N}}, \quad (2.7)$$

$$c = \frac{M}{2\sqrt{N}}, \quad (2.8)$$

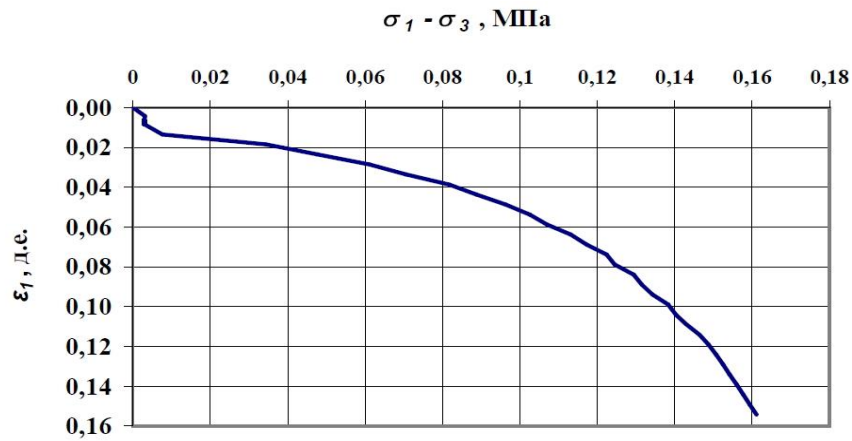


Рисунок 2.36 – Зависимость относительной вертикальной деформации от девиатора напряжений

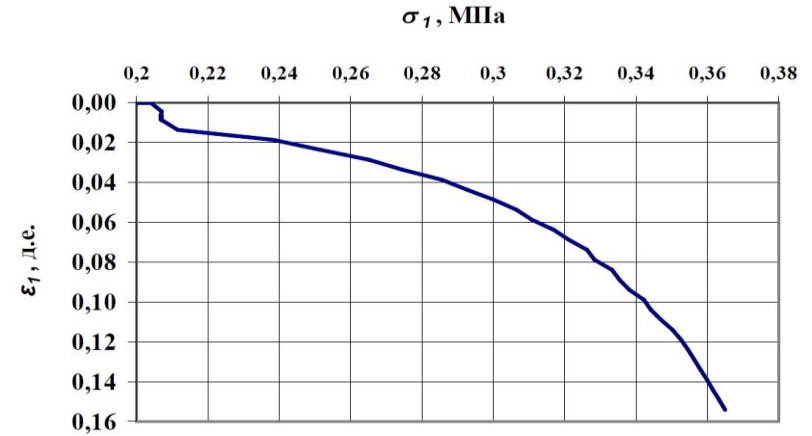


Рисунок 2.37 – Зависимость относительной вертикальной деформации от вертикального давления

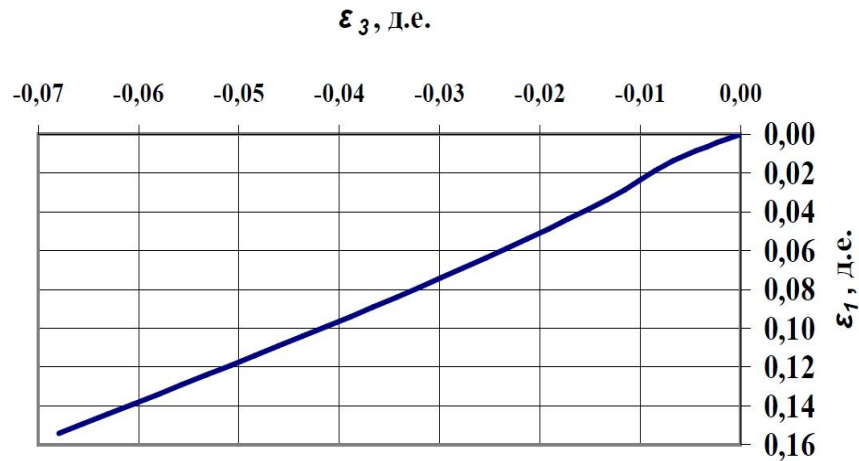


Рисунок 2.38 – Зависимость относительной поперечной деформации от относительной вертикальной деформации

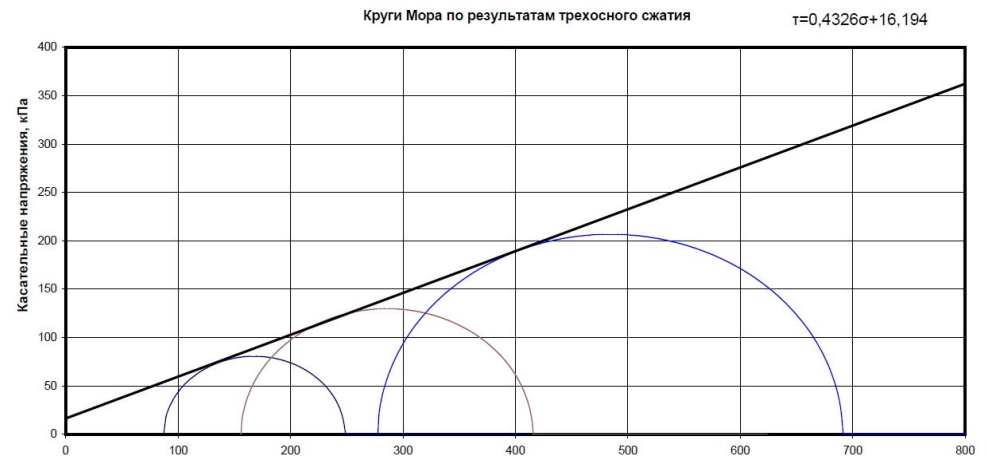


Рисунок 2.39 – Паспорт прочности. Круги Мора по результатам испытания

Эффективные напряжения σ_1 и σ_3 вычисляют следующим образом:

$$\sigma_1 = \sigma_1' - u, \quad (2.9)$$

$$\sigma_3 = \sigma_3' - u, \quad (2.10)$$

где u – поровое давление, МПа.

Для определения модуля деформации необходимо построить график зависимости относительной вертикальной деформации от вертикального давления (рисунок 2.36), приняв линейную аппроксимацию участков для заданных диапазонов напряжений. Модуль деформации E , МПа, коэффициент поперечной деформации ν (таблица 2.10) были определены на этапе испытаний при постоянном значении напряжений σ_3 следующим образом:

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1} \quad (2.11)$$

$$\nu = \frac{\Delta\varepsilon_2}{\Delta\varepsilon_1} \quad (2.12)$$

где $\Delta\sigma_1$ - приращение напряжений σ_1 в заданном диапазоне; $\Delta\varepsilon_1$ и $\Delta\varepsilon_2$ - приращение относительных вертикальных и поперечной деформации.

Таблица 2.10 – Характеристики деформируемости грунта

Всестороннее напряжение, МПа	Диапазон вертикальных напряжений, МПа		Модуль общей деформации, МПа	Коэффициент поперечной деформации
σ_3	σ_1		E	ν
	от	До		
0,20	0,250	0,300	3,8	0,36

Таблица 2.11 – Показатели прочности в эффективных напряжениях

$tg \varphi$	Угол внутреннего трения, φ , градусы	Сцепление, c , МПа
0,433	23,4	0,016

Анализ влияния деформационных характеристик глинистого грунта основания опоры ЛЭП на величину отклонения стойки проводился на основе аналитических расчетов на устойчивость согласно [66] путем определения угла отклонении опоры при разных величинах модулей деформации грунта (рисунок 2.40).

При расчете опрокидываемых стоек по деформациям закрепление их в грунте должно удовлетворять условию (1.7). Угол поворота железобетонной стойки под действием горизонтальных нагрузок определяется следующим образом:

$$\beta = \frac{3Q}{4Eh^2}(6\alpha + 3) \cdot \nu \quad (2.13)$$

В результате была построена зависимость угла отклонения стойки опоры в заделке от величины модуля деформации грунта основания для случая грунтового основания, представленного полутвердыми суглинками с консистенцией 0-0,25 (рисунок 2.40). Величина модуля деформации менялась в диапазоне от 11 МПа до 34 МПа.

Из графика видно, что при величине модуля деформации основания ниже 16 МПа угол поворота стойки в заделке превышает предельно-допустимый β_u угол поворота (для железобетонных стоек $\beta_u \leq 0,01$ рад (0,57 градуса)) [123].

Однако, согласно [85] данные компрессионных испытаний показывают заниженные значения модуля деформации, вследствие чего в расчеты необходимо закладывать нормативные значения модулей деформации глинистых нелессовых грунтов [90, 133]. Таким образом, модуль деформации

для суглинков консистенции 0-0,25 при значении коэффициента пористости 0,72 следует принимать 16 МПа.

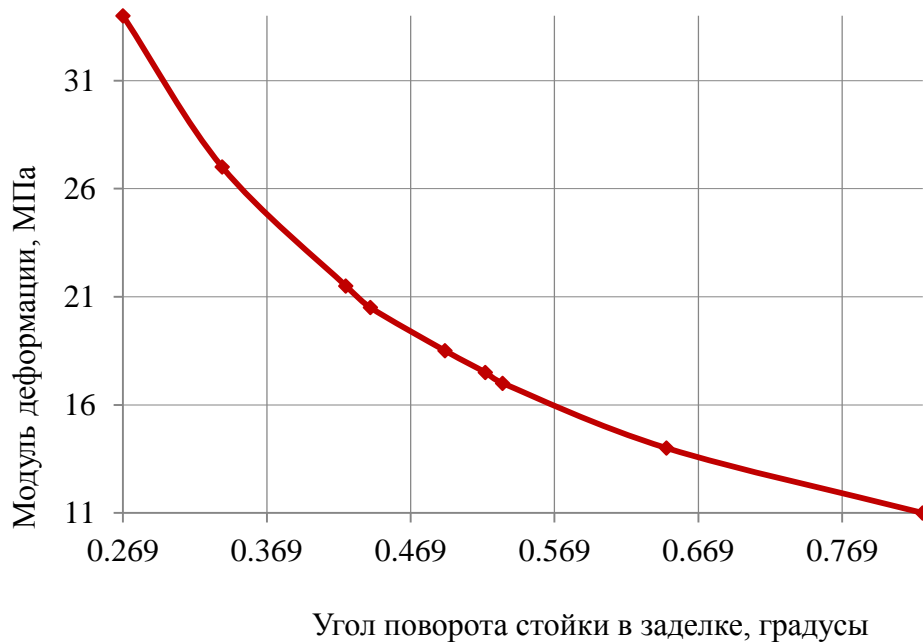


Рисунок 2.40 – Зависимость угла отклонения стойки опоры от модуля деформации грунта основания

2.5 Выводы по главе 2

Во второй главе представлены результаты мониторинга сейсмического воздействия массовых взрывов на Афанасьевском карьере карбонатного сырья на охраняемые объекты, методика и результаты лабораторных исследований физико-механических характеристик суглинков у основания опор, данные измерения пространственного положения опор в пределах анкерного пролета трассы линий электропередачи, входящей в пределы горного отвода карьера. Анализ полученных результатов натурных измерений и лабораторных исследований позволяет сделать следующие выводы:

1. Мониторинг СВВ на охраняемые объекты Афанасьевского карьера позволил определить сейсмический эффект проводимых взрывов. При сопоставлении полученных результатов (2015-2016 гг.) с более ранними данными (2010-2014 гг.) было выявлено увеличение сейсмического эффекта

взрывов – коэффициент сейсмичности $K_{1,5}=2026$. При этом было установлено следующее:

- при проведении взрывных работ на карьере применяют порядные схемы взрывания с замедлениями 25 мс, 42 мс, 67 мс между рядами; при применении замедлений 17 мс в ряду интервалы замедлений между инициированием последующего и предыдущего зарядов составляют 1 мс, 8 мс и 17 мс, что коренным образом меняет характер взрыва и способствует переходу на поскважинное инициирование зарядов;

- максимальная масса ВВ в группе замедления при применении порядных схем с интервалами замедлений 42-67 мс составляет 300-1500 кг; при применении схем взрывания с замедлениями 17 мс в ряду максимальная масса заряда в группе замедления составляет 150-450 кг;

- скорости колебаний грунта у основания охраняемого объекта на эпицентральных расстояниях 400 м при применении порядных схем составляют 6-10 мм/с, а в случае применения замедлений в ряду скорости составляют 1,7-5 мм/с;

- в спектре колебаний железобетонной опоры выделяются максимумы на частотах 4-5; 10-13 и 20 Гц;

- в спектре колебаний массива максимумы соответствуют частотам 4-5; 8-10; 15 и 25 Гц. С увеличением расстояния от взрывающего блока (≥ 800 м) несущая частота колебаний грунта, на которой наблюдается максимум энергии взрыва, уменьшается, достигая в отдельных случаях значений 4-5 Гц.

- максимальное избыточное давление на фронте ударно-воздушной волны при всех зарегистрированных массовых взрывах составило 125 Па, что ниже предельно-допустимой величины избыточного давления $\Delta P = 500$ Па принятой как критерий повреждения для остекления;

- в качестве гасителя интенсивности СВВ от массового взрыва при прохождении сейсмовзрывной волны можно использовать нагорную канаву

как траншейный барьер, которая позволяет снизить амплитуду сейсмозрывной волны в 2,3 раза при глубине траншеи 2,5 м.

Маркшейдерская съемка пространственного положения стоек опор показала, что все опоры в пределах анкерного пролета трассы ВЛ-110 в границах горного отвода имеют отклонения в диапазоне 230-600 мм, превышающие предельно-допустимые величины, указанные в нормативных документах.

Анализ отклонений опор по предельно-допустимым значениям различных нормативных документов показал отсутствие единого значения предельно-допустимого отклонения опоры, соответствующего ее геометрическим характеристикам, а также учитывающего конкретные механические характеристики массива грунта у основания конструкции.

В результате лабораторных исследований дисперсного грунта (суглинок), являющегося основанием для части железобетонных стоек опор ВЛ-110 в пределах анкерного пролета, были получены деформационно-прочностные характеристики суглинка, построен паспорт прочности.

Глава 3 МОДЕЛИРОВАНИЕ РЕАКЦИИ СИСТЕМЫ «МАССИВ ГОРНЫХ ПОРОД - ОПОРА ЛЭП» ПРИ ВОЗДЕЙСТВИИ СЕЙСМОВЗРЫВНЫХ ВОЛН

В настоящее время наиболее широко используемыми подходами к решению задач геомеханического и строительного профиля являются методы численного моделирования [124]. Применительно к исследованию динамической реакции опор линий электропередачи при воздействии различных динамических нагрузок (ветровое воздействие, землетрясение) можно выделить работы авторов S. Chen, K. Dai, M.L. Lu, C.R. Battista и других [50-52, 100-104, 106-110, 132, 137, 138]. Исследованию динамической реакции опоры линий электропередачи при СВВ посвящена работа [105].

В виду того, что для опор линий электропередачи, находящейся в зоне воздействия сейсмозрывных волн от горных взрывов, свойственно постепенное накопление остаточных деформаций в виде отклонений стойки опоры при многократном воздействии сейсмозрывных волн с превышением нормативных предельно-допустимых значений отклонения, необходимо дополнительно провести анализ влияния начального угла отклонения опоры, закрепленной в массиве, на приращение этого отклонения до наступления потери устойчивости и, таким образом, определить критерий потери устойчивости опоры [121].

Моделирование реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» сводится к решению двух основных задач: 1) определение критерия потери устойчивости системы «массив горных пород – опора ЛЭП», т.е. критического угла отклонения, превышение которого приведет к потере устойчивости системы «массив горных пород – опора ЛЭП» в статической постановке с учетом геометрии опоры и конкретных физико-механических характеристик пород в основании; 2) определение реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» при однократном воздействии сейсмозрывной волны от массового взрыва с различными параметрами буровзрывных работ в динамической постановке для дальнейшего прогнозирования накопления

остаточных деформаций до предельной величины в условиях многократного воздействия массовых взрывов.

Задача определения динамической реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» на действие сейсмических сил от массовых взрывов состоит в определении максимальных амплитуд отклонения стойки и остаточных деформаций, частот и скоростей вынужденных колебаний системы «массив горных пород – опора ЛЭП» при моделировании воздействия сейсмозрывных волн с различными параметрами.

3.1 Разработка численной математической модели системы «массив горных пород – опора ЛЭП»

При разработке численной модели был выбран программный комплекс SIMULIA ABAQUS, реализующий метод конечных элементов, который позволяет решать задачи в трехмерной постановке, при наличии любых типов нагрузок и применять реальные модели поведения материалов.

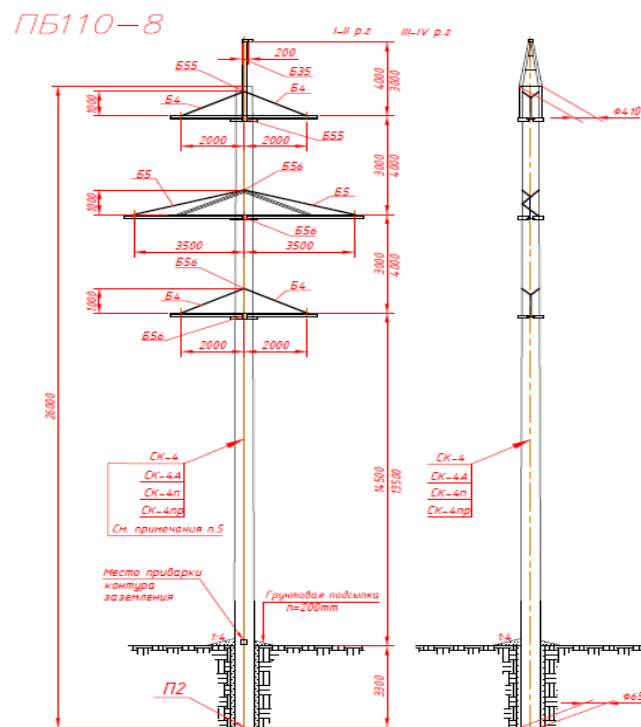


Рисунок 3.1 – Конструкция опоры ЛЭП 110 кВ

Создание модели системы «массив горных пород – опора ЛЭП» осуществлялось в пространственной постановке. Основные конструктивные параметры модели соответствуют геометрии опоры ПБ110-8 и представлены на рисунке 3.1.

Граничные условия в модели задавались следующим образом: при моделировании механического поведения породного массива его поверхность моделировалась как свободно деформируемая, а смещения на остальных границах принимались равными нулю ($u_i=0$).

При генерации конечно-элементной сетки системы «массив горных пород – опора ЛЭП» использовались тетраэдрические пространственные элементы второго порядка, имеющие на поверхности шесть узловых точек и позволяющие повысить прогноз деформаций на различных стадиях деформирования. Горизонтальные траверсы для крепления проводов и электрооборудования задавались в виде балочных элементов.

Моделирование взаимодействия между породным массивом и сооружением осуществлялось посредством задания условий жесткого сцепления на границе породного массива и опоры.

Предварительное напряжение в бетоне, создаваемое преднапряженной арматурой, моделировалось как сжимающее усилие, действующее по высоте опоры в ее сечении величиной 3 МПа.

3.1.1 Конечно-элементная модель для расчетов в статической постановке.

Геометрия модели системы «массив горных пород – опора ЛЭП», использованной при моделировании в статической постановке, с элементами расчетной схемы, представлена на рисунке 3.2. В ходе моделирования рассматривалось напряженно-деформированное состояние конструкции, а также массива горных пород в основании.

Сетка конечных элементов на модели разбивалась с дифференциацией плотности сетки – сгущалась вблизи контакта опоры ЛЭП (рисунок 3.3).

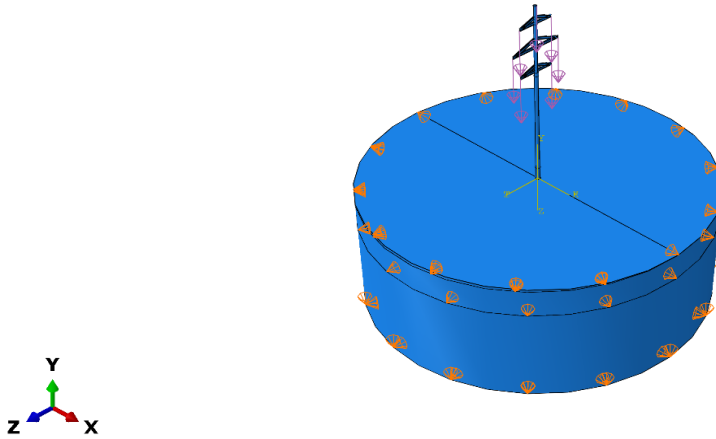


Рисунок 3.2 – Геометрия модели для изучения статической работы системы «массив горных пород - опора ЛЭП» при разных параметрах начального отклонения

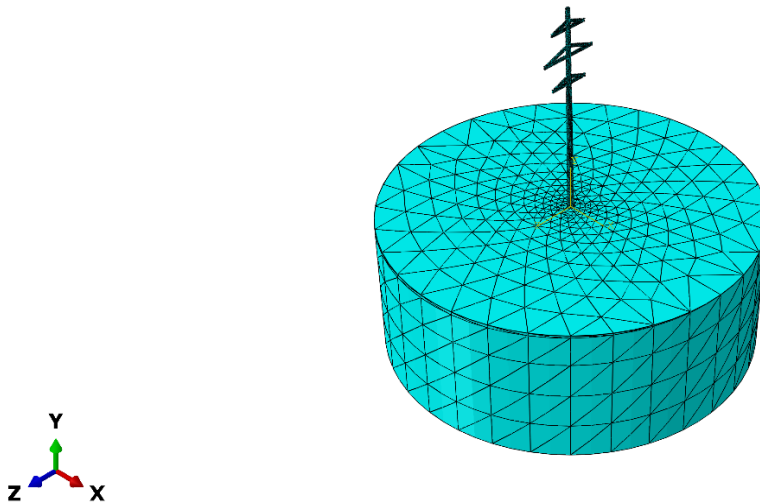


Рисунок 3.3 – Фрагмент сетки конечных элементов на геометрии модели для изучения статической работы системы «массив горных пород - опора ЛЭП»

В массиве горных пород, являющемся основанием опоры ЛЭП, было сформировано естественное напряженное состояние под действием гравитационного фактора. Гравитационная нагрузка прикладывалась в каждом узле конечно-элементной сетки модели, при этом начальное поле напряженного состояния принималось равным нулю. В результате расчета получается начальное поле напряженного состояния. Данная процедура есть первый шаг численного анализа, по завершении которого смещения в каждом узле модели обнуляются.

Модель учитывает действие на опору ЛЭП нагрузок от собственного веса, веса троса и веса высоковольтных проводов вместе с электрооборудованием [115]. При моделировании для описания механического поведения материалов опоры ЛЭП (бетон, сталь) была использована модель линейно-деформируемого тела с соответствующими этим материалам деформационными характеристиками (таблица 3.1). Физико-механические характеристики Физико-механические параметры известняков Афанасьевского месторождения соответствуют данным лабораторных испытаний, описанным в работе А.А. Бульбашева [119]. Для описания механического поведения пород основания была использована упругопластическая модель Кулона-Мора.

Таблица 3.1 – Характеристики материалов для численной модели

	Свойства материала опоры (бетон):	Суглинок (по данным лабораторных испытаний):	Известняк
Плотность, кг/м ³	2500	1900	2700
Коэффициент поперечной деформации	0,2	0,35	0,3
Модуль деформации, МПа	35 000	16	50
Сцепление, МПа	-	0,016	22
Угол внутреннего трения, градусы	-	23,4	30

Калибровка модели для выполнения статических расчетов. С целью калибровки разработанной численной модели был проведен аналитический расчет закрепления в основании свободностоящей одностоечной железобетонной опоры ПБ110-8 по деформациям в соответствии с методикой СП 22.13330 и численный расчет при использовании ПК SimuliaAbaqus. Расчет проводился для условий опирания на суглинки с соответствующими характеристиками (таблица 3.1). Расчет приведен в приложении Б.

Результаты сравнительного анализа параметров деформаций опоры показали, что погрешность между моделированием в ПК SimuliaAbaqus и расчетом в соответствии с СП 22.13330 не превышает 2 % (таблица 3.2).

Таблица 3.2 – Сравнение результатов расчета

Расчетный параметр	Численный расчет	Аналитический расчет по СП 22.13330	Сравнение результатов, %
Расчетное усилие в опорном сечении стойки, кН	19,82	20,1	1,58
Угол поворота стойки, радиан	0,0098	0,0099	1,00

Следовательно, численная модель системы «массив горных пород – опора ЛЭП» может быть использована для определения критерия потери устойчивости опоры в статической постановке.

3.2 Определение критерия потери устойчивости системы «массив горных пород – опора ЛЭП»

3.2.1 Методика прогноза устойчивости системы «массив горных пород – опора ЛЭП» при СВВ

На первом этапе выполняется моделирование задачи о работе системы «массив горных пород – опора ЛЭП» с различными исходными углами отклонения (P) опоры от вертикального положения в статической постановке. Задание начального угла отклонения опоры определённой величины приводит к тому, что действующие на опору статические нагрузки, определяемые условиями ее работы, начинают действовать с эксцентриситетом относительно вертикальной оси (рисунок 3.4 б).

Начальное отклонение увеличивается при статическом нагружении до некоторой конечной величины (K) вплоть до потери устойчивости как результат деформирования самой опоры и массива в ее основании (рисунок 3.4в).

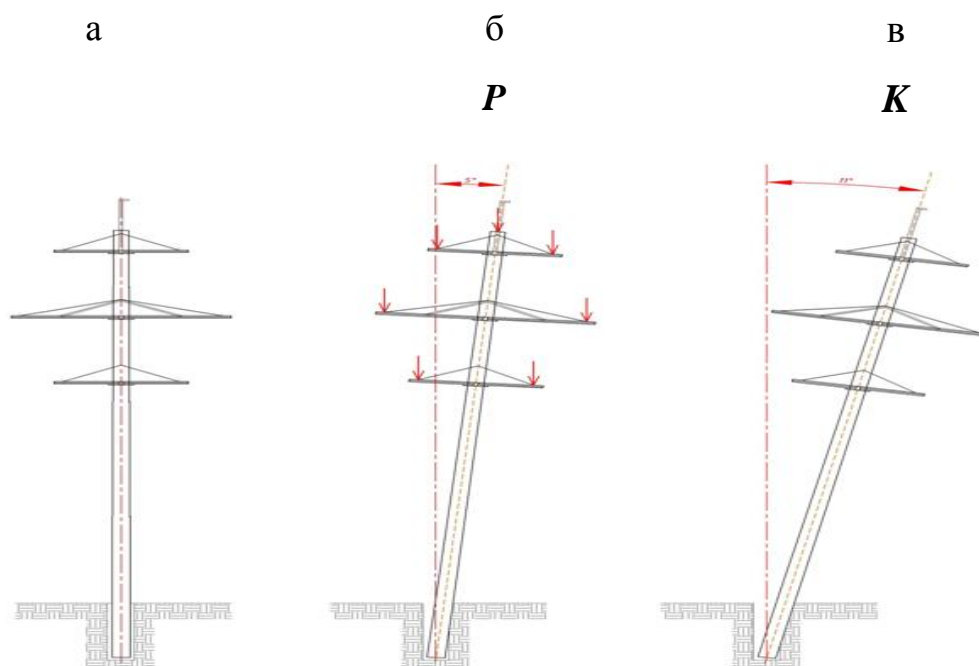


Рисунок 3.4 – Принципиальная схема к определению критерия потери устойчивости опоры

Конечным результатом обработки данных численного моделирования в рамках статической постановки является зависимость между величиной начального отклонения опоры от вертикального положения (P) и приращением этого отклонения (K), которое происходит вследствие приложения статических нагрузок, действующих на опору, и соответствует моменту интенсивного формирования пластических деформаций в массиве у основания опоры, приводящих к потере устойчивости. Эта зависимость позволяет задаться критическим значением начального отклонения опоры.

3.2.2 Расчет критерия потери устойчивости опоры на суглинистом основании

При построении зависимости величины начального отклонения опоры от вертикального положения (P) от приращения ее отклонения (K) для условий опирания на суглинки при действии статических нагрузок до момента формирования потери устойчивости массива в основании начальное отклонение опоры от вертикали при моделировании задавалось в диапазоне от 1° до 6° с шагом в 1° .

На рисунке 3.5 приведены результаты моделирования статической работы системы «массив горных пород - опора ЛЭП» для случая начального отклонения от вертикальной оси 1° . На рисунке 3.5 а приведена конфигурация формирующейся в окрестности контакта опоры ЛЭП и массива зоны интенсивного развития пластических деформаций, а на рисунке 3.5 б показаны изохромы распределения вертикальных перемещений массива под действием опоры.

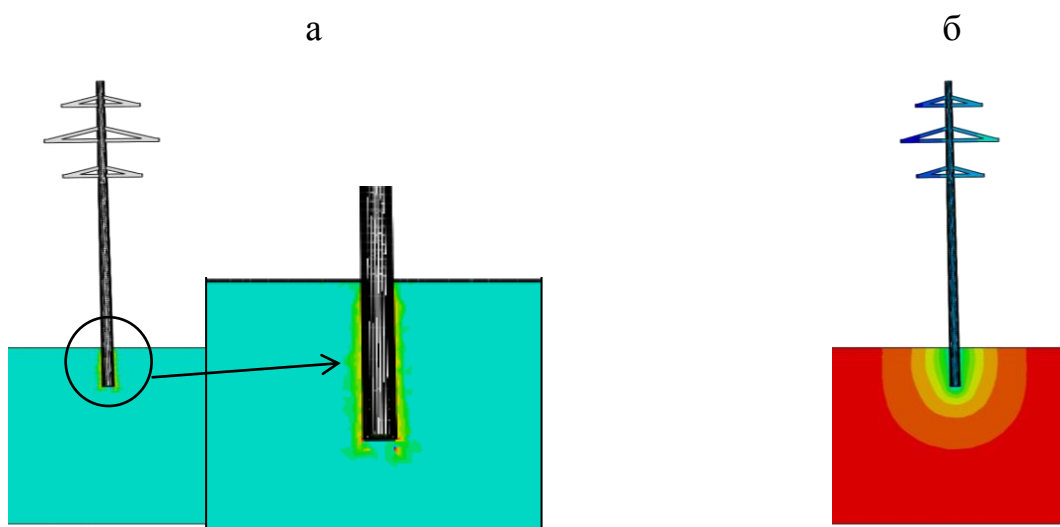


Рисунок 3.5 – Результаты моделирования статической работы системы «массив горных пород - опора ЛЭП» для случая опирания на суглинки при начальном отклонении от вертикали 1° : а) конфигурация зоны интенсивного развития пластических деформаций; б) изохромы вертикальных перемещений в массиве

Результаты расчета влияния величин начального отклонения опоры на приращение этого отклонения в системе «массив горных пород – опора ЛЭП» для случая опирания на суглинки приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Приращение отклонения опоры от вертикали (суглинки)

Начальный угол отклонения, градусы	Величина начального отклонения опоры (P), м	Приращение отклонения опоры от вертикали (K), м
1	0,396	1,861

Продолжение таблицы 3.3

2	0,792	3,766
3	1,188	5,864
4	1,583	8,287
5	1,978	11,556
6	2,373	15,071

При обработке результатов моделирования была построена искомая графическая зависимость между величиной начального отклонения (P) опоры от вертикального положения и приращением этого отклонения (K), которое происходит вследствие приложения статических нагрузок (рисунок 3.6).

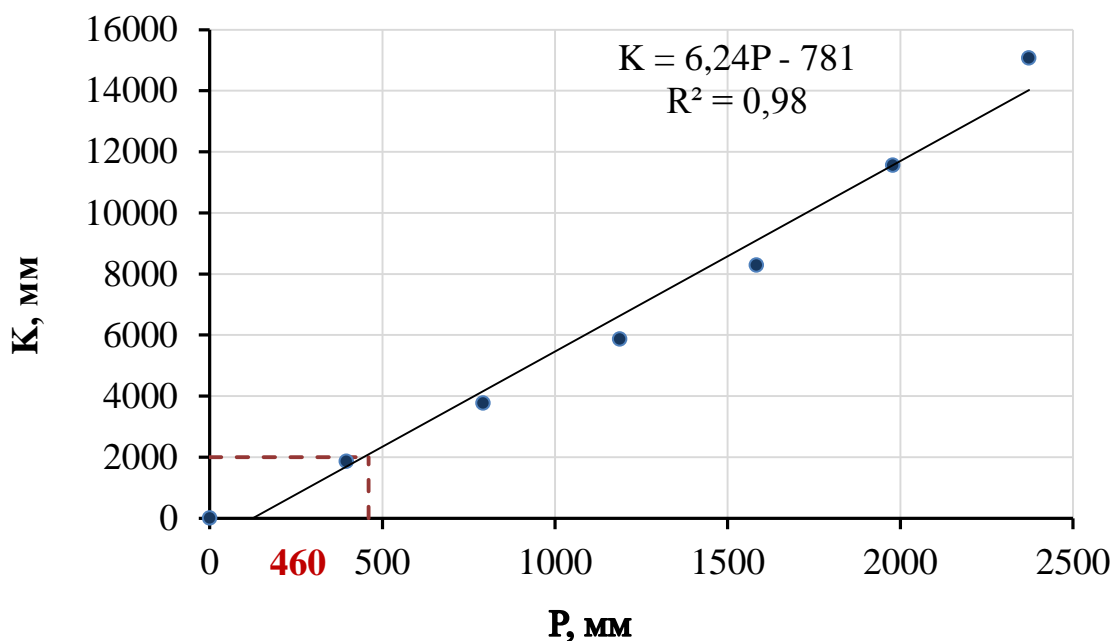


Рисунок 3.6 – График зависимости приращения отклонения опоры P от ее начального отклонения K для случая опирания на суглинок

Критической величиной начального отклонения от вертикали, после превышения которой под действием статических нагрузок, передаваемых опорой на массив, она накапливает значительные отклонения от вертикали,

является отклонение $P = 460$ мм ($1,16^\circ$). Такое начальное отклонение приводит к приращению отклонения опоры от вертикали величиной $K = 2000$ мм ($5,13^\circ$), при этом в массиве у опоры формируется зона пластических деформаций (рисунок 3.7), что соответствует моменту потери устойчивости основания.

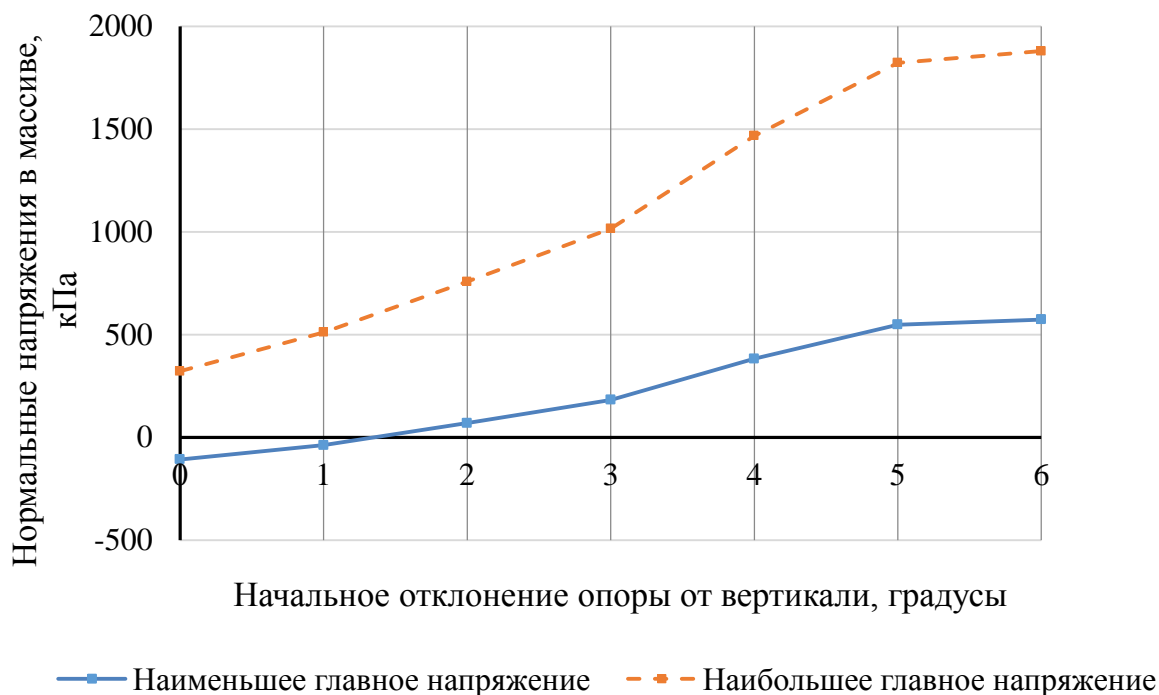


Рисунок 3.7 – Нормальные напряжения в массиве при различных значениях угла отклонения опоры (суглинки)

Таким образом, при расчете критерия потери устойчивости при моделировании работы системы «массив горных пород – опора ЛЭП» была определена критическая величина начального отклонения опоры на суглинках 460 мм.

3.2.3 Расчет критерия потери устойчивости опоры на известняковом основании

Моделирование задачи о работе системы «массив горных пород – опора ЛЭП» для условий опирания на известняки было реализовано аналогичным образом.

Характеристики известнякового основания, принятые в расчете, приведены в таблице 3.1.

В отличие от суглинков известняковые основания обладают существенно более высокими деформационно-прочностными показателями и здесь интенсивного образования пластических деформаций в массиве под опорой не происходит даже при больших углах начального отклонения.

Результаты расчета влияния величины начального отклонения опоры на приращение этого отклонения при опирании на известняковое основание под воздействием вертикальных статических нагрузок, приведены в таблице 3.4.

Таблица 3.4 – Приращение отклонения опоры от вертикали (известняки)

Начальный угол отклонения, градусы	Величина начального отклонения опоры (P), м	Приращение отклонения опоры от вертикали (K), м
1	0,396	1,112
2	0,792	2,222
3	1,188	3,330
4	1,583	4,438
5	1,978	5,540
6	2,373	6,631

Критической величиной начального отклонения опоры от вертикали, после которой под действием статических нагрузок, передаваемых опорой на известняковое основание, она накапливает значительные отклонения от вертикали, является отклонение $P = 720$ мм ($1,82^\circ$). Такое начальное отклонение приводит к приращению отклонения опоры ЛЭП от вертикали величиной $K = 2000$ мм ($5,13^\circ$) (рисунок 3.8).

На рисунке 3.9 приведены результаты моделирования статической работы системы «массив горных пород - опора ЛЭП», установленной в известняковом массиве, для случая начального отклонения от вертикальной оси 3° , а именно показаны изохромы распределения вертикальных перемещений массива под действием опоры.

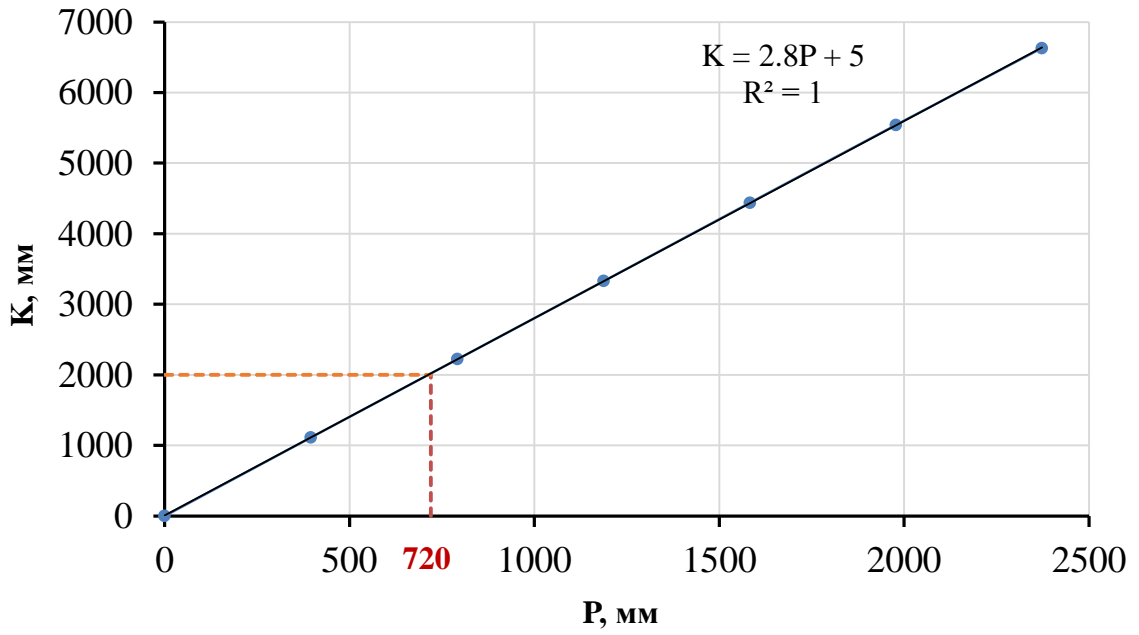


Рисунок 3.8 – График зависимости приращения отклонения опоры K от ее начального отклонения P для случая опирания на известняк

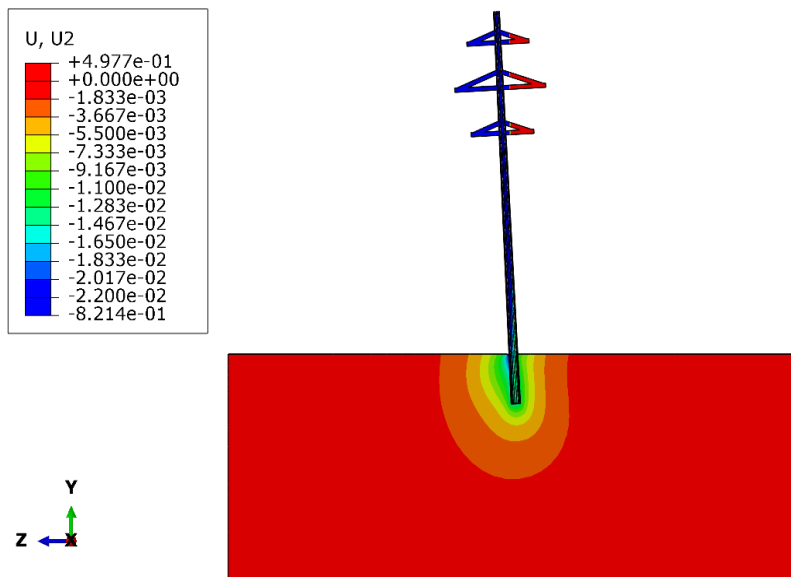


Рисунок 3.9 – Результаты моделирования статической работы системы «массив горных пород - опора ЛЭП» для случая опирания на известняки при начальном отклонении от вертикали на 3° - изохромы вертикальных перемещений в массиве, м

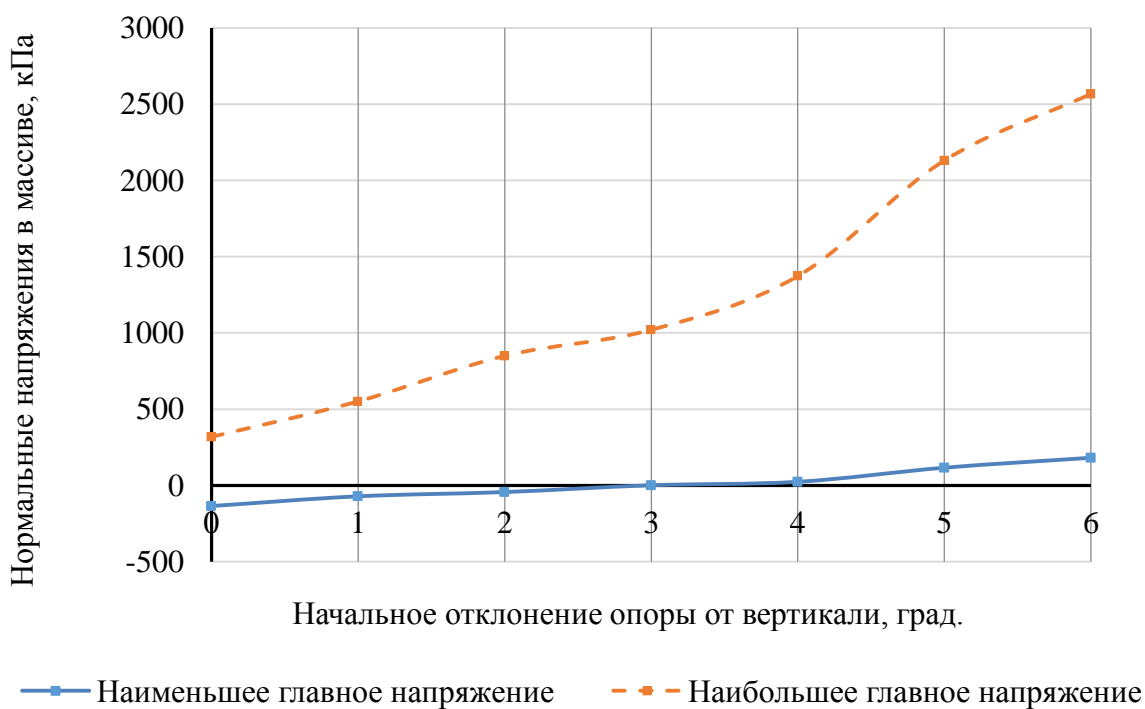


Рисунок 3.10 – Нормальные напряжения в массиве при различных значениях угла отклонения опоры (известняки)

График изменения нормальных напряжений в известняковом массиве при различных значениях начального угла отклонения опоры приведен на рисунке 3.10.

Таким образом, критическая величина начального отклонения опоры на известняковом основании 720 мм ($1,82^\circ$).

3.3 Моделирование нагружения системы «массив горных пород - опора ЛЭП» сейсмозрывными волнами

3.3.1 Конечно-элементная модель для расчетов в динамической постановке.

Решение задачи о сейсмическом воздействии взрывов на систему «массив горных пород - опора ЛЭП» в рамках динамической постановки выполнялось в программном комплексе SimuliaAbaqus. Геометрия разработанной модели с элементами расчетной схемы представлена на рисунке 3.11. На рисунке 3.12 показан фрагмент сетки конечных элементов.

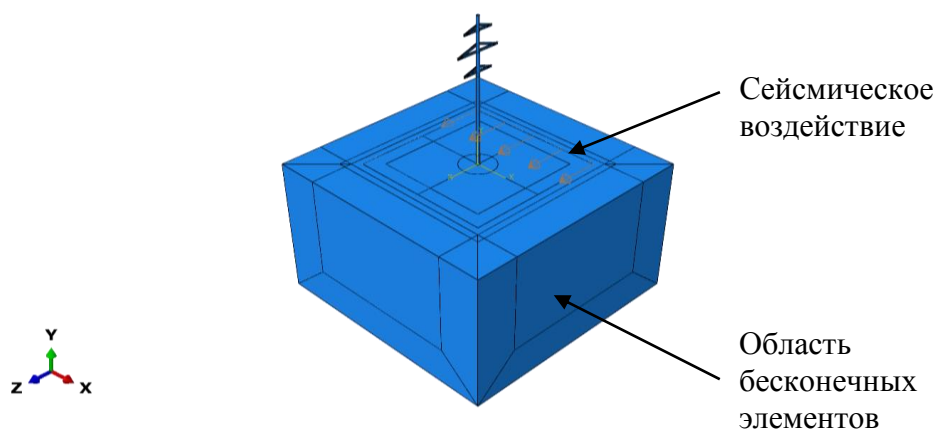


Рисунок 3.11 – Геометрия модели для изучения работы системы «массив горных пород - опора ЛЭП» при СВВ

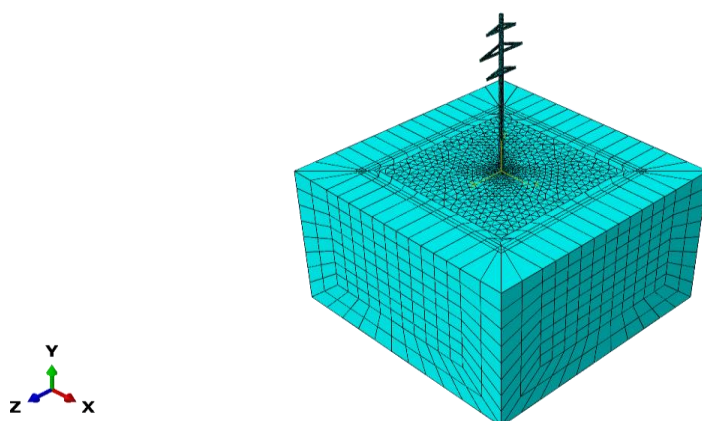


Рисунок 3.12 – Фрагмент сетки конечных элементов на геометрии модели для изучения работы системы «массив горных пород - опора ЛЭП» при СВВ

При моделировании для описания механического поведения материалов опоры ЛЭП была использована модель линейно-деформируемого тела с соответствующими этим материалам деформационными характеристиками. Для описания механического поведения массива была использована упругопластическая модель Кулона-Мора [143]. Дополнительно для конструкции опоры ЛЭП и массива определялись и задавались параметры демпфирования на основании анализа частот их собственных колебаний. Во избежание возникновения процессов отражения волн от границ модели ее контур был окружен буферной зоной бесконечных

элементов [93,111,112], которые обеспечивают "тихие" границы модели конечных элементов за счет эффекта демпфирующей матрицы, при этом матрица жесткости элемента подавляется. Бесконечные элементы не вносят никакого вклада в собственные режимы работы моделируемой системы. На динамических шагах бесконечные элементы создают дополнительные нормальные и сдвиговые усилия на границе конечных элементов, пропорциональные нормальной и сдвиговой составляющим скорости границы [139-142]. Эти граничные константы демпфирования способствуют минимизации отражения энергии волн обратно в сетку конечных элементов. Подобная формулировка неотражающих граничных условий обеспечивает приемлемое моделирование для большинства практических случаев. Для решения задачи использовался решатель Implicit (неявный решатель) [93].

При выполнении расчетов на взрывное воздействие, относящееся к особому сочетанию нагрузок, кратковременные нагрузки (климатические) допускается не учитывать [67]. Таким образом, при выполнении динамических расчетов на СВВ была задана только динамическая нагрузка от сейсмозрывной волны и собственный вес сооружения.

3.3.2 Расчет коэффициентов демпфирования для системы «массив горных пород – опора ЛЭП»

При использовании динамического решателя Implicit (неявный решатель) необходимо определить параметры демпфирования для рассматриваемой системы. Для конструкции опоры ЛЭП и массива горных пород были определены параметры демпфирования на основании анализа частот их собственных колебаний. Для учета затухания был использован метод Рэлея [113, 114], который предполагает, что в конечно-элементную схему, помимо матрицы масс M и жесткости K , вводится матрица демпфирования C , являющаяся их линейной комбинацией:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3.3)$$

Совокупный коэффициент демпфирования $\xi_{1,2}$ по первой и второй формам естественных колебаний был принят равным 5%.

Коэффициент $\xi_{1,2}$ связан с коэффициентами демпфирования Рэлея следующей системой уравнений:

$$\begin{cases} \xi_{1,2} = \frac{1}{2\omega_1} \alpha + \frac{\omega_1}{2} \beta \\ \xi_{1,2} = \frac{1}{2\omega_2} \alpha + \frac{\omega_2}{2} \beta \end{cases}, \quad (3.4)$$

где $\xi_{1,2} = 0,05$ – совокупный коэффициент демпфирования на частотах первой и второй форм собственных колебаний; α, β – коэффициенты демпфирования Рэлея; ω_1, ω_2 рад/с – частоты первой и второй формы естественных колебаний. Раскрывая эту систему относительно коэффициентов демпфирования Рэлея, можно определить их значения.

Частоты первой и второй формы собственных колебаний были определены с применением решателя LinearPerturbation, FrequencyAnalysis.

Ниже представлены полученные при расчетах первая (рисунок 3.13) и вторая (рисунок 3.14) формы собственных колебаний опоры ЛЭП. Для наглядности масштаб деформаций увеличен в 3 раза.

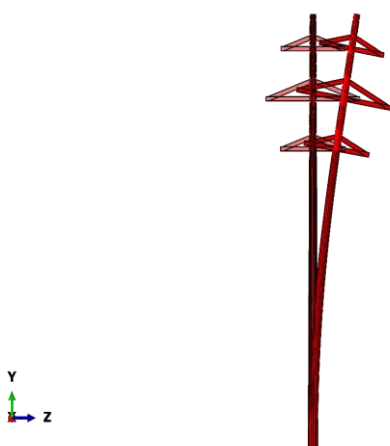


Рисунок 3.13 – Первая форма собственных колебаний опоры, частота – 3,31 рад/с (0,526 Гц)

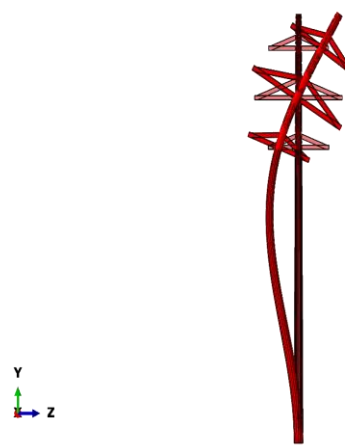


Рисунок 3.14 – Вторая форма собственных колебаний опоры, частота – 19,38 рад/с (3,084 Гц)

Частоты первой и второй формы собственных колебаний опоры ЛЭП составили 3,31 рад/с (0,529 Гц) и 19,38 рад/с (3,084 Гц) соответственно, что позволило рассчитать коэффициенты демпфирования Рэлея соответственно $\alpha = 0,282613$ и $\beta = 0,004407$.

Аналогичным образом расчеты были выполнены для массива, в результате чего были получены частоты первой и второй форм собственных колебаний, равные соответственно 2,69 рад/с (0,428 Гц) и 3,74 рад/с (0,595 Гц). Рассчитаны коэффициенты демпфирования Рэлея $\alpha = 0,031283$ и $\beta = 0,003112$.

Для оценки влияния демпфирования на реакцию системы «массив горных пород – опора ЛЭП» были проведены динамические расчеты, при которых моделировались три последовательно приложенных цикла динамического воздействия на систему «массив горных пород – опора ЛЭП» в виде синусоидальной нагрузки (общей длительностью 0,25 с) (рисунок 3.15) с расчетным демпфированием и без демпфирования основания для случаев опирания сооружения на суглинки и известняки.

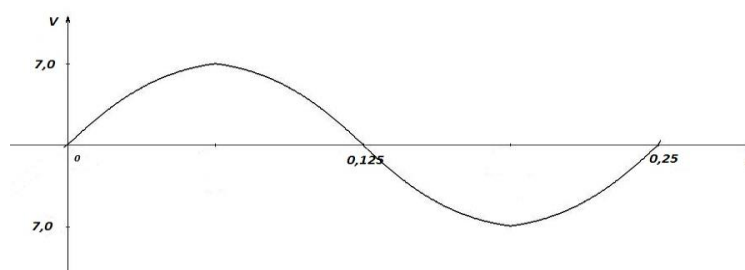


Рисунок 3.15 – Синусоидальная нагрузка

В результате анализа графиков перемещений верха стойки опоры (рисунок 3.16 и 3.17) было выявлено, что из-за более высоких прочностных характеристик известнякового основания демпфирование практически не сказывается на величине максимального отклонения стойки опоры и графики, описывающие перемещение верха стойки опоры фактически совпадают (рисунок 3.17). В случае с глинистым основанием наличие

демпфирования существенно влияет на величину максимального отклонения опоры (рисунок 3.16).

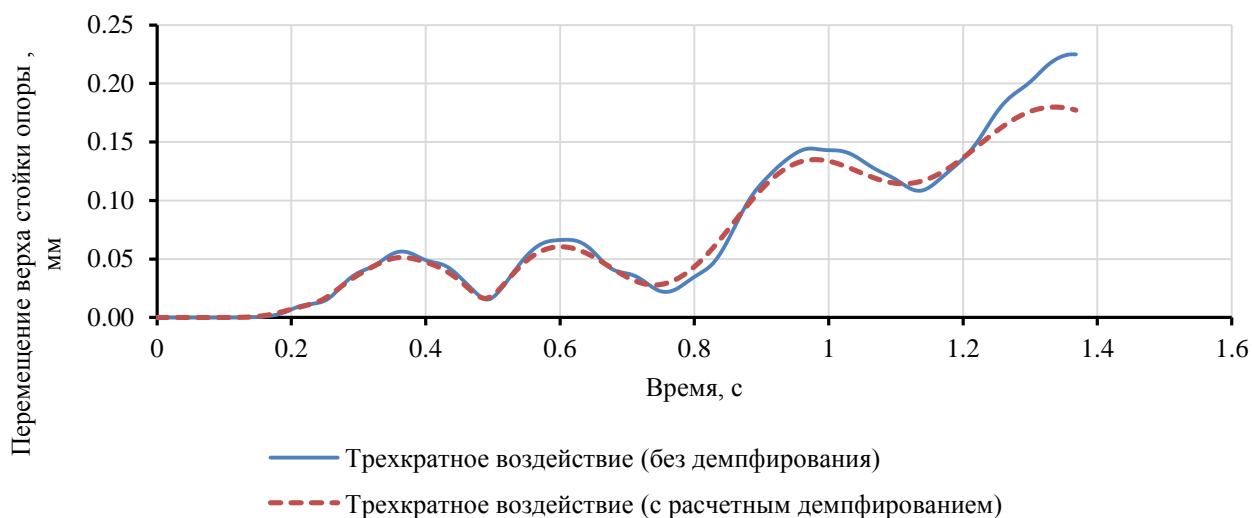


Рисунок 3.16 – График перемещений верха стойки опоры во времени при опирании на суглинок

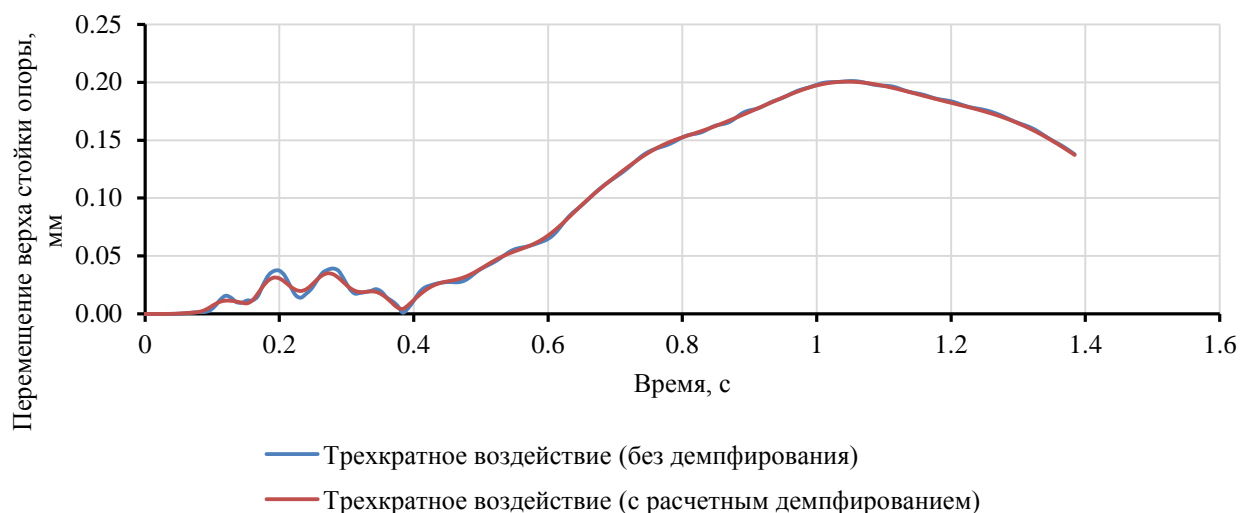


Рисунок 3.17 – График перемещений верха стойки опоры во времени при опирании на известняк

Таким образом, для корректного подсчета количества циклов динамического воздействия, приводящее систему «массив горных пород – опора ЛЭП» к накоплению критического отклонения до потери устойчивости, необходимо учитывать демпфирование массива.

3.3.3 Калибровка конечно-элементной модели для решения задачи в динамической постановке.

Калибровка модели была проведена путем сопоставления колебаний опоры, зарегистрированных натурно в ходе проведения мониторинга СВВ на Афанасьевском карьере, и колебаний опоры, полученных при моделировании в результате использования натуральных данных [125].

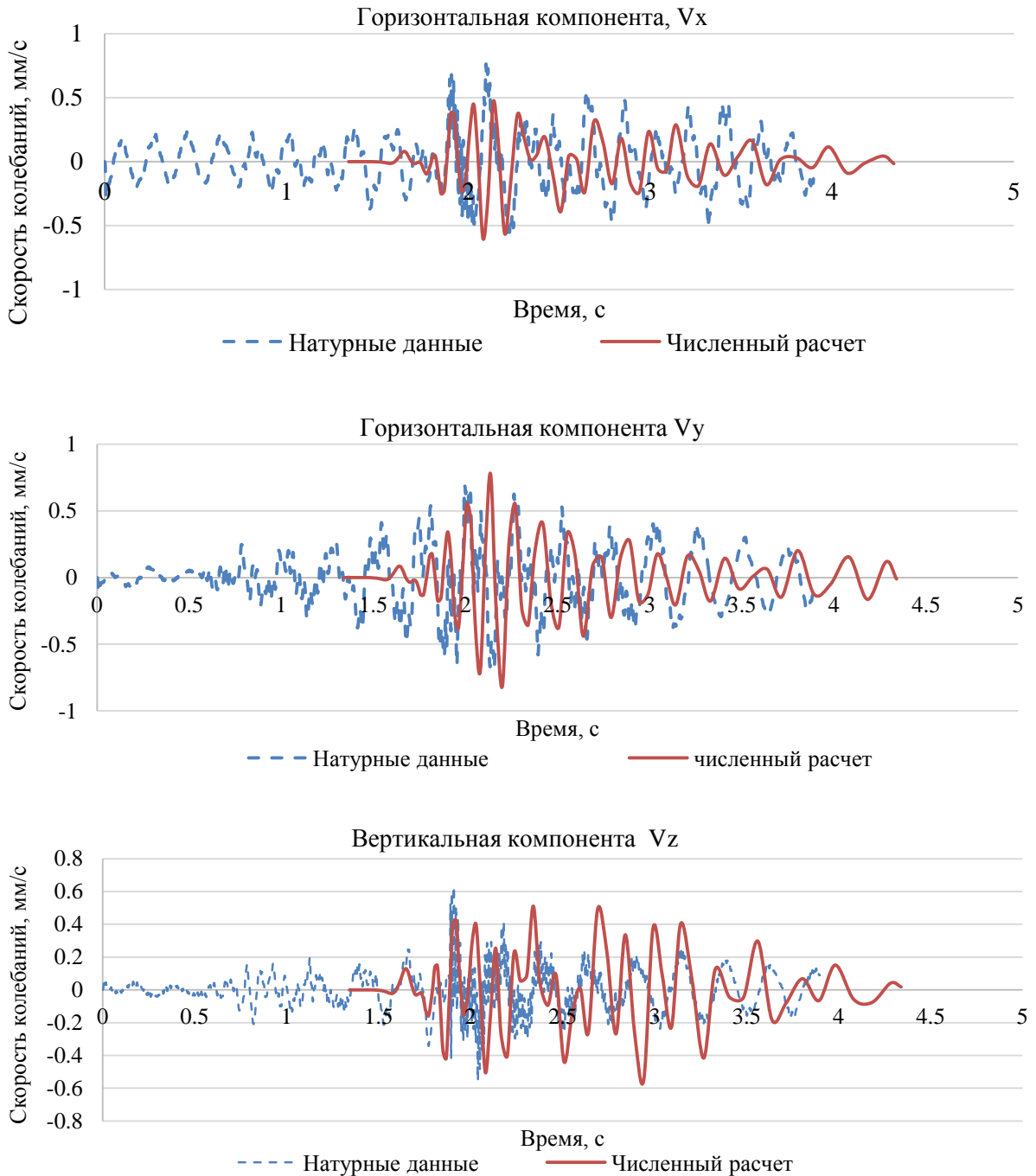


Рисунок 3.18 – Калибровка численной модели

Для калибровки были использованы данные натурального замера массового взрыва №1 от 25.11.15 г. В численную модель (рисунок 3.11) было заложено сейсмическое воздействие в виде велосигаммы, зарегистрированной на грунте с максимальной амплитудой 7,5 мм/с.

После прохождения этого возмущения по массиву горных пород в модели и преломления волны в опору, была проведена запись колебаний опоры в том же месте, что и при натуральных замерах (на высоте $H = 1,2$ м от поверхности земли). Сопоставление колебаний, полученных в ходе численного расчета, с натурными данными было проведено по трем компонентам скорости колебаний опоры (рисунок 3.18). Следует отметить достаточную хорошую сходимость результатов моделирования с натурными данными.

3.3.4 Расчет параметров волн нагружения

Как правило, велосигаммы колебаний, зарегистрированные на поверхности грунта в натуральных условиях, являются результатом воздействия большого количества факторов (геология трассы распространения волн, параметры БВР, расстояние до объекта и т.д.) и имеют достаточно сложный вид.

При рассмотрении временных графиков зарегистрированных сейсмозрывных волн, можно сделать вывод, что вокруг пикового значения график быстро спадает в обе стороны. Согласно [3,116,117] основная энергия сейсмической волны концентрируется вблизи пика велосигаммы в симметричном виде (рисунок 3.19).

Подобную велосигамму (рисунок 3.19) можно ассоциировать с идеализированным графиком скорости смещения грунта (идеализированная сейсмограмма) при инициировании одной группы скважин в массовом взрыве и описать следующим выражением [66]:

$$V = V_0 e^{-d \frac{|t|}{T}} \cdot \cos \frac{2\pi}{T} t, \quad (3.5)$$

где T – характерный период волны, с; d – логарифмический декремент затухания; V_0 – максимальное значение скорости смещения грунта, м/с.

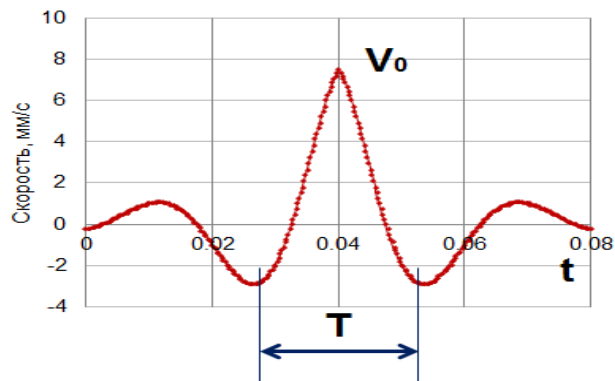


Рисунок 3.19 – Идеализированный график скорости смещения грунта

Расчет вариантов нагружения системы «массив горных пород – опора ЛЭП» сейсмозрывными волнами в динамической постановке был проведен на основе идеализированных сейсмограмм (3.5) при вариации следующих параметров:

- максимальной амплитуды скорости смещения V_0 ;
- количества цугов колебаний, получаемых при сложении нескольких идеализированных сейсмограмм соответствующих инициированию N групп зарядов в массовом взрыве;
- времени замедления между инициированием последующей и предыдущей групп зарядов.

При построении идеализированных сейсмограмм характерный период волны согласно натурных данных составляет $T = 30$ мс. Декремент затухания принят $d = 2$. Максимальные значения скоростей были определены в зависимости от эпицентрального расстояния на основе анализа натурных данных, районирования карьерного поля.

Среди основных факторов, рассматриваемых при оценке динамической реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» на СВВ, были выделены следующие:

- влияние сейсмозрывных волн различной амплитуды;

- влияние суперпозиции двух ($N=2$), десяти ($N=10$) и ста ($N=100$) цугов колебаний при инициировании соответствующего количества групп зарядов;

- влияние деформационных характеристик пород в основании опоры. Рассмотрено влияние характеристик суглинистого и известнякового основания.

Амплитуда максимальной скорости сейсмозрывной волны. На основе данных мониторинга СВВ (2010-2016 гг.) на Афанасьевском карьере было реализовано районирование карьерного поля по критерию интенсивности колебаний грунта вблизи линейных охраняемых объектов, т.е. вблизи секции трассы ЛЭП, проходящей в границах горного отвода карьера [120] с выделением зон (ближней и дальней) ведения взрывных работ, оказывающих воздействие на опоры трассы ВЛ-110.

В литературе деление на ближнюю и дальнюю зоны при рассмотрении сейсмического эффекта массовых взрывов осуществляется исходя из: продолжительности колебаний грунта и характерных периодов колебаний, расстояния от охраняемых объектов до зарядов и изменения скорости колебаний частиц грунта по мере удаления от источника взрыва. Принято оценивать амплитуды массовой скорости в продольных и поверхностных волнах и таким образом выделять зоны [3]. В рамках диссертационного исследования было рассмотрено влияние поверхностных волн Рэлеевского типа на исследуемый линейный охраняемый объект (опоры ЛЭП). При выделении зон ведения взрывных работ в ходе районирования карьерного поля оценивалась максимальная скорость колебаний грунта у охраняемого объекта, которая являлась основным критерием.

Было выделено две основные зоны ведения взрывных работ: ближняя и дальняя по отношению к охраняемому объекту (рисунок 3.20). При ведении взрывных работ на северном участке карьера (дальняя зона) на эпицентральных расстояниях $R \geq (700 \div 800)$ м от трассы ЛЭП секция трассы ВЛ-110 частично попадает в III-ю зону интенсивности сейсмозрывных колебаний (скорости составляют 4-8 мм/с), во II-ю зону (скорости 2-4 мм/с) и

в I-ю зону (скорости менее 2 мм/с). Максимальные скорости колебания грунта у основания опоры ЛЭП, зарегистрированные в сеймопункте №14, при ведении взрывных работ в дальней зоне составили $V_0 = (1\div 3)$ мм/с.

При проведении массовых взрывов на юго-западном участке карьера (ближняя зона, рисунок 3.20б) на эпицентральных расстояниях $R \leq 400$ м от трассы ЛЭП секция трассы ВЛ-110 граничит с V-й зоной интенсивности сеймовзрывных колебаний (скорости 15-30 мм/с), частично попадает в IV-ю зону (скорости 8-15 мм/с), III-ю зону (скорости составляют 4-8 мм/с), во II-ю зону (скорости 2-4 мм/с).

Таким образом, при построении идеализированных сейсмограмм в расчет приняты максимальные амплитуды скоростей колебаний, соответствующие:

- *дальней зоне* ведения взрывных работ с диапазоном $V_0 = (4\div 8)$ мм/с (рисунок 3.21а);

- *ближней зоне* ведения взрывных работ с диапазоном $V_0 \geq 30$ мм/с (рисунок 3.21б).

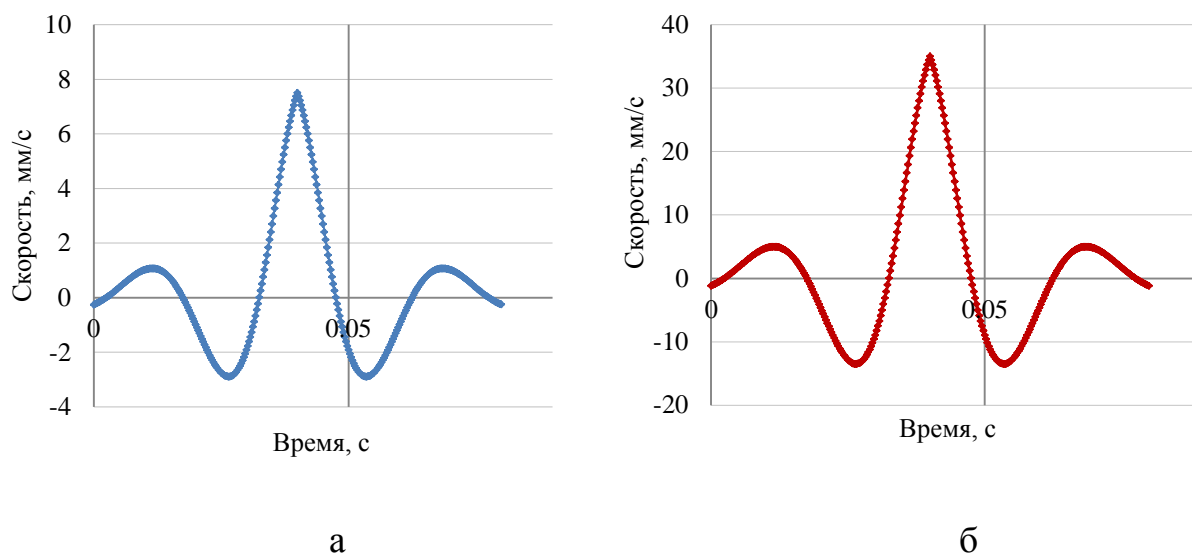
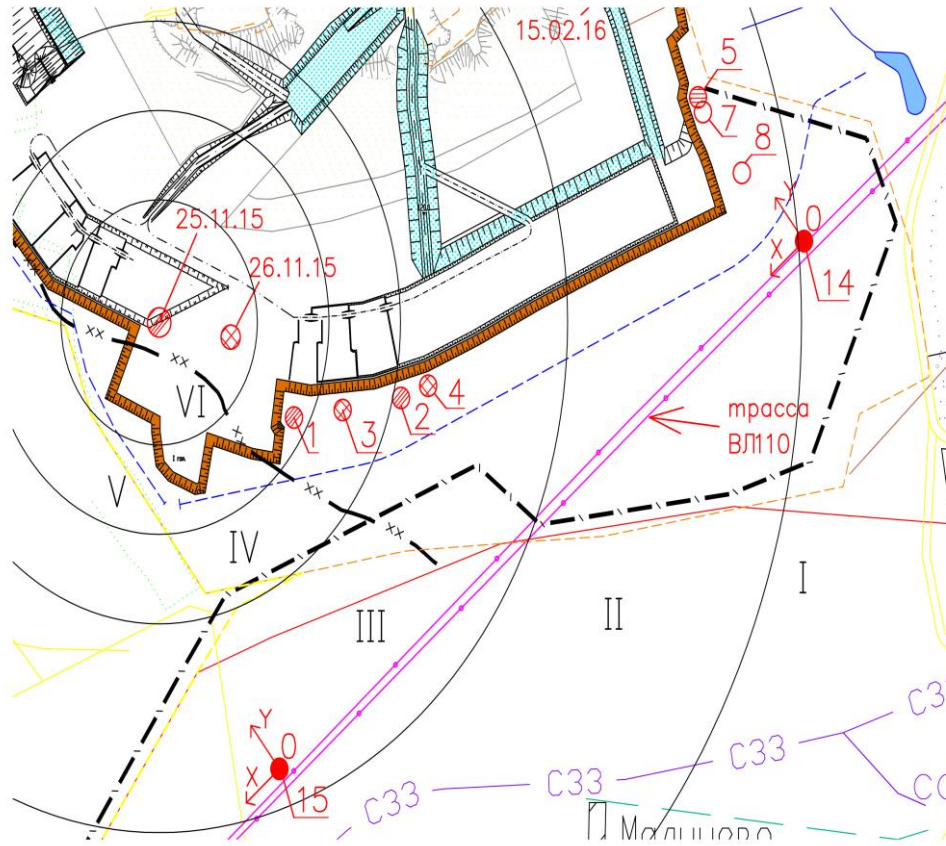
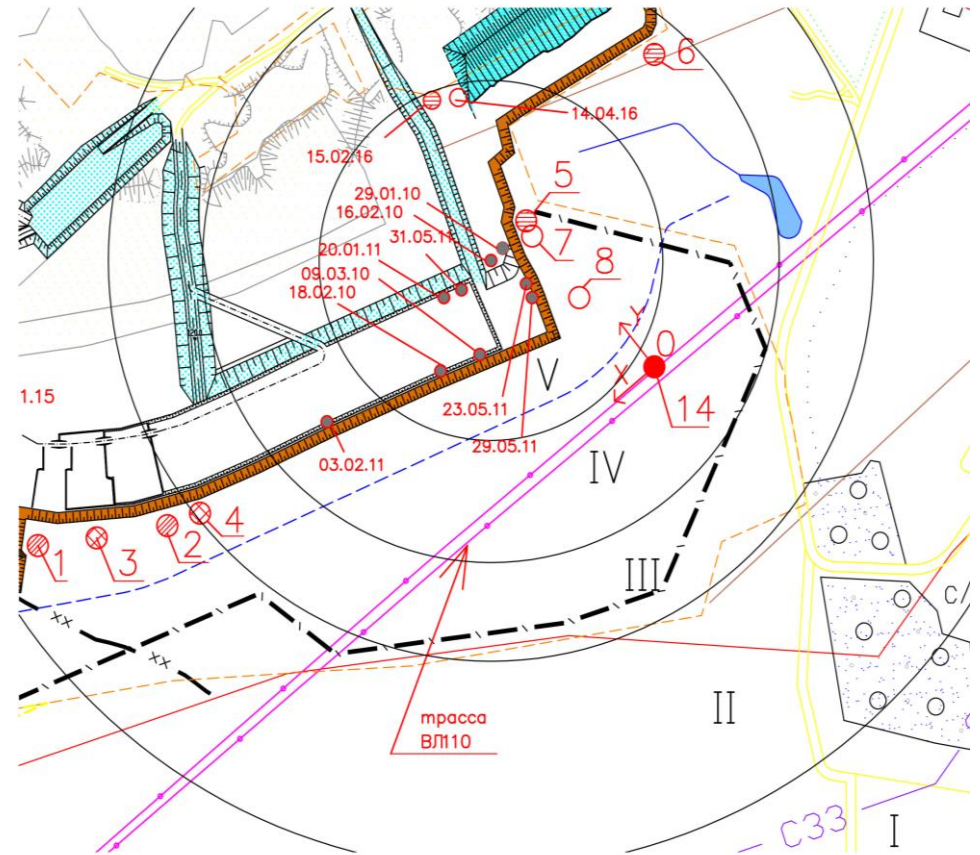


Рисунок 3.21 – Идеализированная сейсмограмма от инициирования одной группы зарядов с максимальной скоростью 7,5 мм/с (а) и с максимальной скоростью 35 мм/с (б)



а



б

Рисунок 3.20 – Районирование карьерного поля с выделением зон ведения взрывных работ относительно охраняемого объекта: *а* – дальняя зона ведения взрывных работ, *б* – ближняя зона ведения взрывных работ

При моделировании прохождения сейсмозрывной волны по массиву от грани модели к опоре максимальная амплитуда скорости снижается за счет демпфирования колебаний. При прохождении идеализированной сейсмограммы $V_0 = 7,51$ мм/с по массиву в модели ее амплитуда падает и у основания опоры становится эквивалентной II-й зоне интенсивности (2-4 мм/с). Расстояние, пройденное волной в модели, в этом случае эквивалентно $R = (700-800)$ м, что соответствует натурным данным при регистрации массовых взрывов.

При прохождении идеализированной сейсмограммы $V_0 = 35$ мм/с по массиву в модели ее амплитуда у основания опоры становится эквивалентной IV-й зоне интенсивности (8-15) мм/с, пройденное волной расстояние эквивалентно $R \approx 400$ м.

Суперпозиция сейсмозрывных волн. При распространении сейсмозрывных волн по массиву происходит их наложение, сопровождающееся увеличением амплитуды скорости колебаний. Наиболее характерны случаи наложения волн при применении интервалов замедлений $\tau_{\text{зам}} = (20 \div 35)$ мс между группами зарядов на блоке [122]. Расчет идеализированных сейсмограмм был проведен путем сложения компонент скорости идеализированных сейсмограмм от инициирования одной группы зарядов с интервалом замедления (рисунок 3.22). При этом происходит увеличение начальной амплитуды сейсмозрывной волны $V_0 = 7,51$ мм/с до величины $V_{\text{max}} = 8,2$ мм/с.

При проведении динамических расчетов были рассмотрены случаи суперпозиции сейсмических волн от инициирования двух групп зарядов ($N=2$), десяти групп зарядов ($N=10$) и ста групп зарядов ($N=100$) с интервалом замедления $\tau_{\text{зам}} = 25$ мс (рисунок 3.23а, 3.23б, 3.23в).

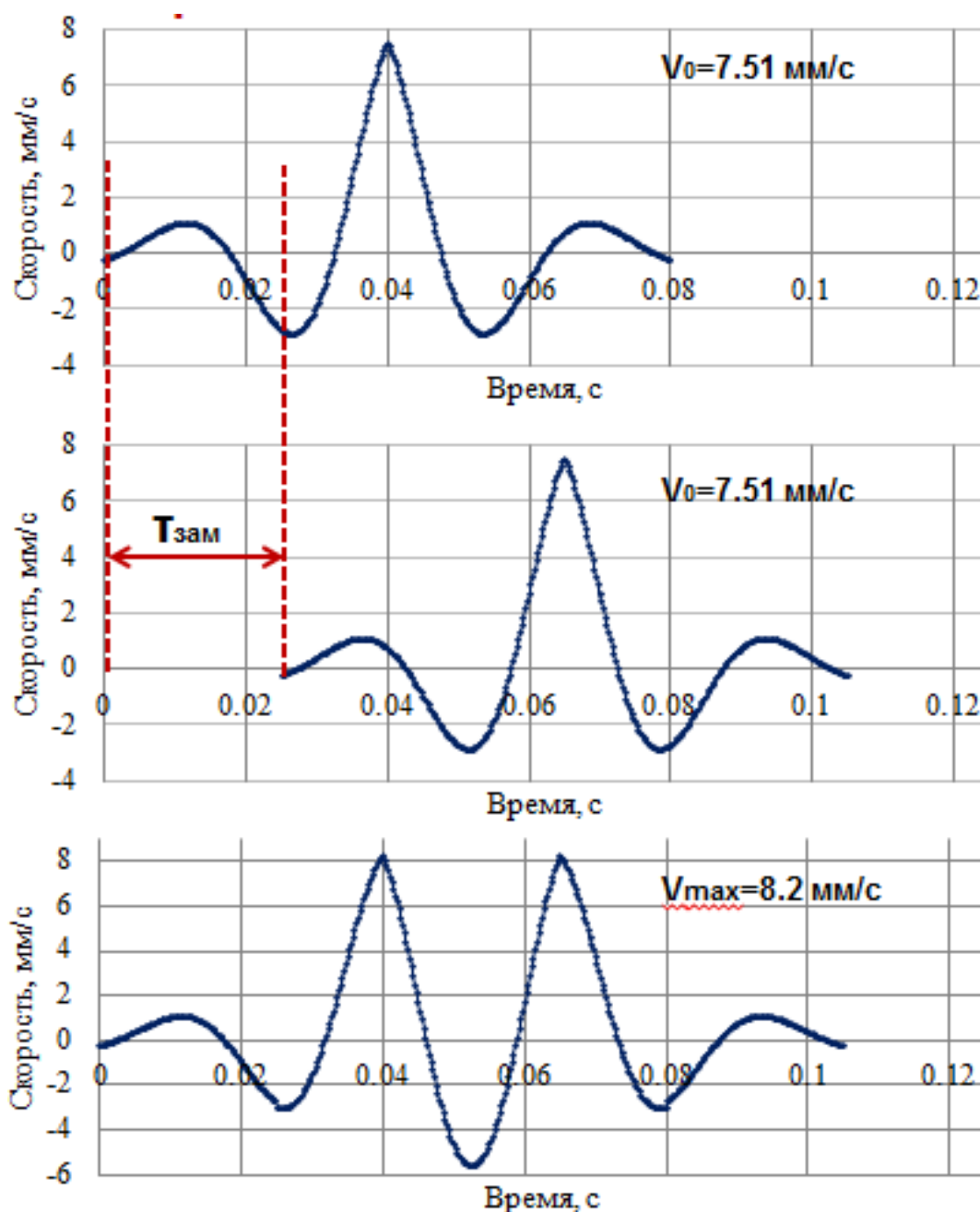


Рисунок 3.22 – Сложение идеализированных сейсмограмм при расчете суперпозиции волн

При сложении сейсмозрывных волн от инициирования десяти и ста групп зарядов максимальная скорость составила $V_{\max}=8,91$ мм/с (рисунок 3.23).

Идеализированные сейсмограммы для диапазона скоростей $V_0 \geq 30$ мм/с при ведении взрывных работ в ближней зоне охраняемого объекта приведены на рисунке В1 (приложение В). Расчетные параметры идеализированных сейсмограмм приведены в таблице 3.5.

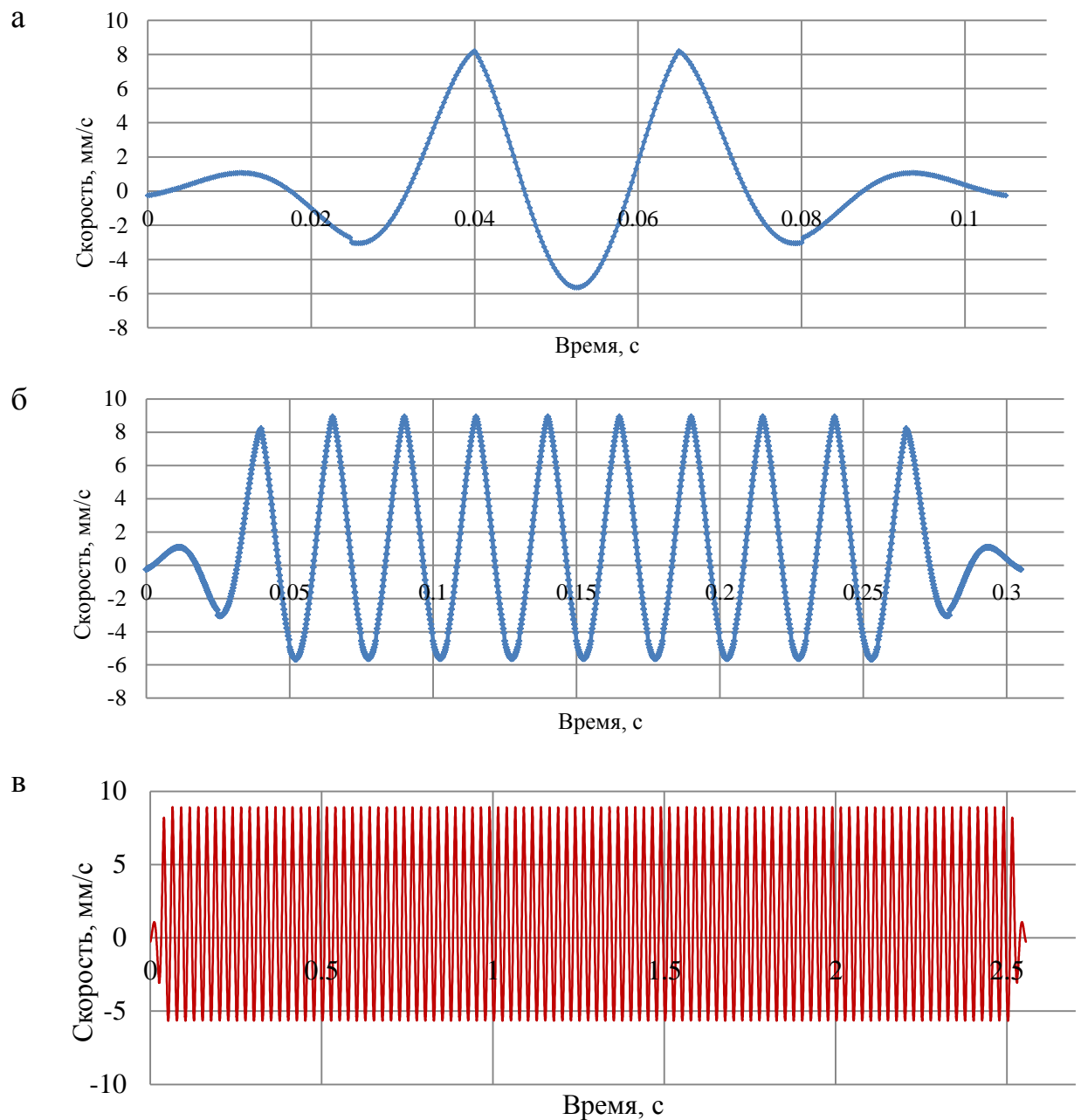


Рисунок 3.23 – Расчетные идеализированные сейсмограммы от инициирования двух (а), десяти (б) и ста (в) групп зарядов

Таблица 3.5 – Расчетные параметры идеализированных сейсмограмм

№	Тип идеализированной сейсмограммы	Максимальная амплитуда, V_{max} , мм/с	Продолжительность воздействия, с
Дальняя зона ведения взрывных работ			
1	1 группа зарядов, ($\tau_{зам}=25$ мс)	7,51	0,08
2	2 группы зарядов, ($\tau_{зам}=25$ мс)	8,20	0,105
3	10 групп зарядов, ($\tau_{зам}=25$ мс)	8,91	0,305
4	100 групп зарядов, ($\tau_{зам}=25$ мс)	8,91	2,55

Продолжение таблицы 3.5

Ближняя зона ведения взрывных работ			
5	1 группа зарядов, ($\tau_{зам}=25$ мс)	35,00	0,080
6	2 группы зарядов, ($\tau_{зам}=25$ мс)	38,29	0,105
7	10 групп зарядов, ($\tau_{зам}=25$ мс)	41,58	0,305
8	100 групп зарядов, ($\tau_{зам}=25$ мс)	41,58	2,550

При анализе динамической реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» была проведена оценка влияния величины интервала замедления в диапазоне значений 25 мс, 42 мс, 67 мс и 109 мс при воздействии идеализированной сейсмограммы от инициирования ста групп зарядов в дальней зоне охраняемого объекта. Параметры расчетных идеализированных сейсмограмм приведены в таблице 3.6 и на рисунках В2, В3 (Приложение В).

Таблица 3.6 – Расчетные параметры идеализированных сейсмограмм при различных интервалах замедлений

№	Тип идеализированной сейсмограммы	Максимальная амплитуда, V_{max} , мм/с	Продолжительность воздействия, с
Дальняя зона ведения взрывных работ			
1	100 групп зарядов, ($\tau_{зам}=25$ мс)	8,91	2,55
2	100 групп зарядов, ($\tau_{зам}=42$ мс)	7,51	4,24
3	100 групп зарядов, ($\tau_{зам}=67$ мс)	7,51	6,71
4	100 групп зарядов, ($\tau_{зам}=109$ мс)	7,51	10,65

3.3.4 Результаты динамического нагружения системы «массив горных пород – опора ЛЭП»

При оценке влияния механических характеристик массива горных пород в основании опоры на реакцию системы «массив горных пород – опора ЛЭП» был проведен расчет динамического воздействия идеализированной сейсмограммы от инициирования одной группы зарядов (рисунок 3.21 а) для случая опирания на суглинки и известняки. Механические характеристики горных пород в основании (суглинок, известняк) приведены в таблице 3.1.

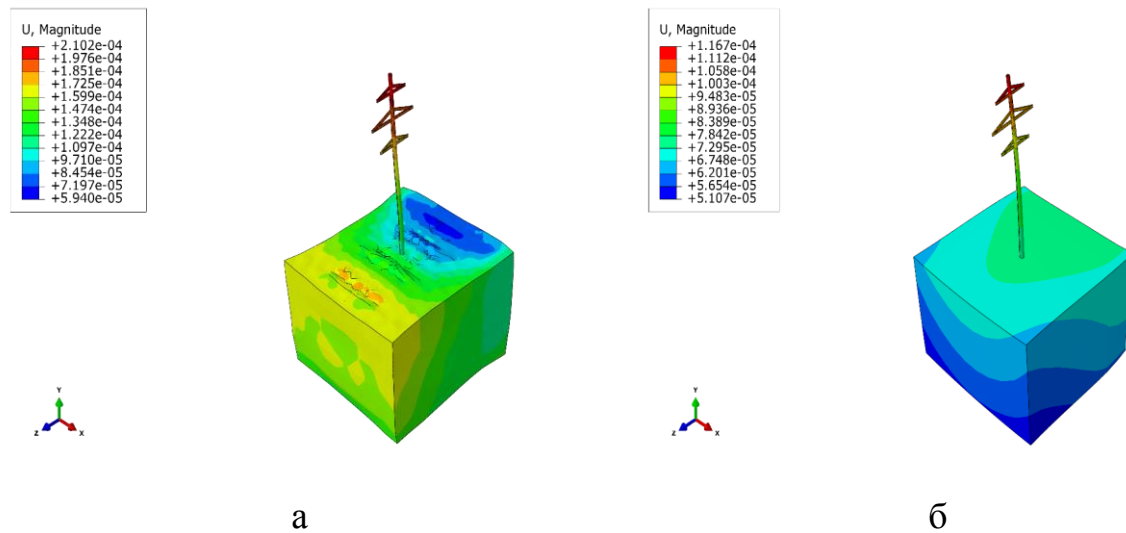


Рисунок 3.24 – Изохромы распределения результирующих перемещений при сейсмическом воздействии на систему «массив горных пород – опора ЛЭП», м

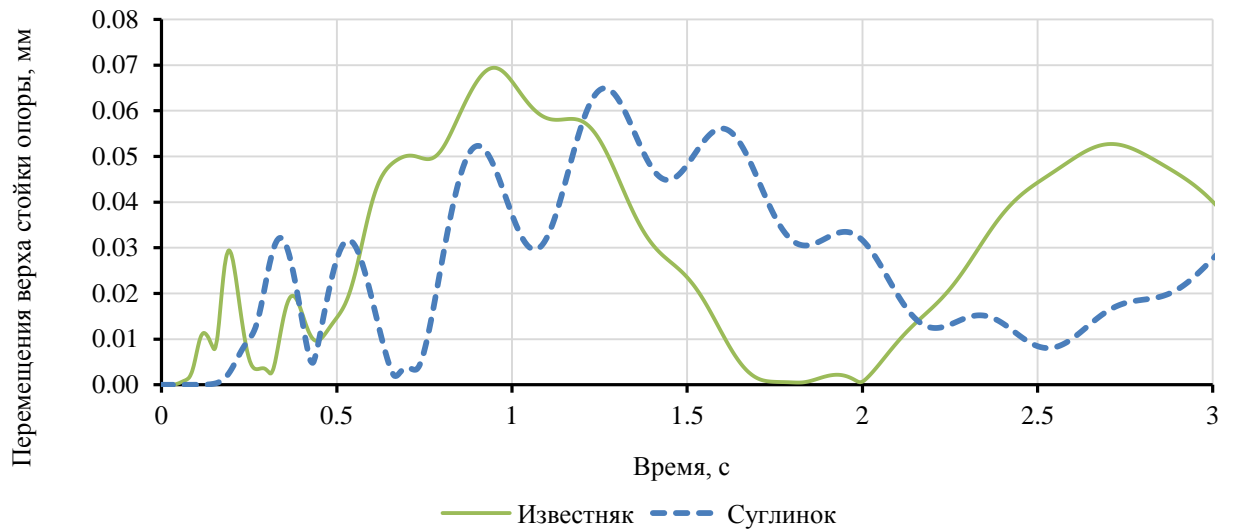


Рисунок 3.25 – График результирующих перемещений верха стойки опоры при воздействии идеализированной сейсмограммы от инициирования одной группы зарядов

На рисунке 3.24 в качестве примера приведены результаты моделирования сейсмического воздействия на систему «массив горных пород - опора ЛЭП» в виде изохром распределения результирующих перемещений в массиве на период 1,3 с после начала воздействия в суглинках (рисунок 3.24 а) и на период 0,7 с после начала воздействия в

известняках (рисунок 3.24 б). Линейный масштаб деформаций увеличен в 20000 раз.

На рисунке 3.25 приведены графики перемещений верха стойки опоры во времени при воздействии расчетной идеализированной сейсмограммы.

По графикам перемещения верха стойки опоры, установленной в суглинках, видно, что раскачка сочетается с изгибными колебаниями. В случае опирания на массив с низкими деформационно-прочностными характеристиками (суглинок) затухающие колебания носят более продолжительный во времени характер, также период колебаний опоры на глинистом основании в 1,5 раза больше, чем на известняках [126, 144].

Для изучения влияния деформационных характеристик основания (модуля деформации массива горных пород) на параметры колебаний системы «массив горных пород – опора ЛЭП» (максимальная амплитуда отклонения, остаточные деформации, частота и скорость вынужденных колебаний) было реализовано моделирование СВВ в виде идеализированной сейсмограммы от инициирования 100 групп зарядов в дальней зоне охраняемого объекта с интервалом замедления 25 мс (рисунок 3.23 в). Массив горных пород в основании сооружения рассматривался как однородная упругая изотропная среда, свойства которой могут быть определены двумя основными параметрами: коэффициентом поперечной деформации и модулем общей деформации [118]. При этом модуль общей деформации массива в основании охраняемого объекта задавался в диапазоне 1 МПа – 1000 МПа: 1 МПа, 3,5 МПа (глинистый массив), 10 МПа, 25 МПа, 50 МПа (скальный массив), 100 МПа, 1000 МПа; коэффициент поперечной деформации породного массива был принят 0,3.

В результате прохождения волны через массив были получены графики перемещения верха стойки опоры при воздействии расчетной идеализированной сейсмограммы (рисунок 3.26).

Анализ результатов (рисунок 3.26) показал, что максимальная амплитуда отклонения при колебаниях верха стойки опоры D_{\max} слабо

зависит от изменения модуля деформации основания. Величина максимальной амплитуды отклонения варьируется в пределах $D_{\max} = (3,2-3,6)$ мм. Величина остаточных деформаций опоры зависит от модуля деформации массива в диапазоне до 5 МПа. Параметры колебаний опоры приведены в таблице 3.7.

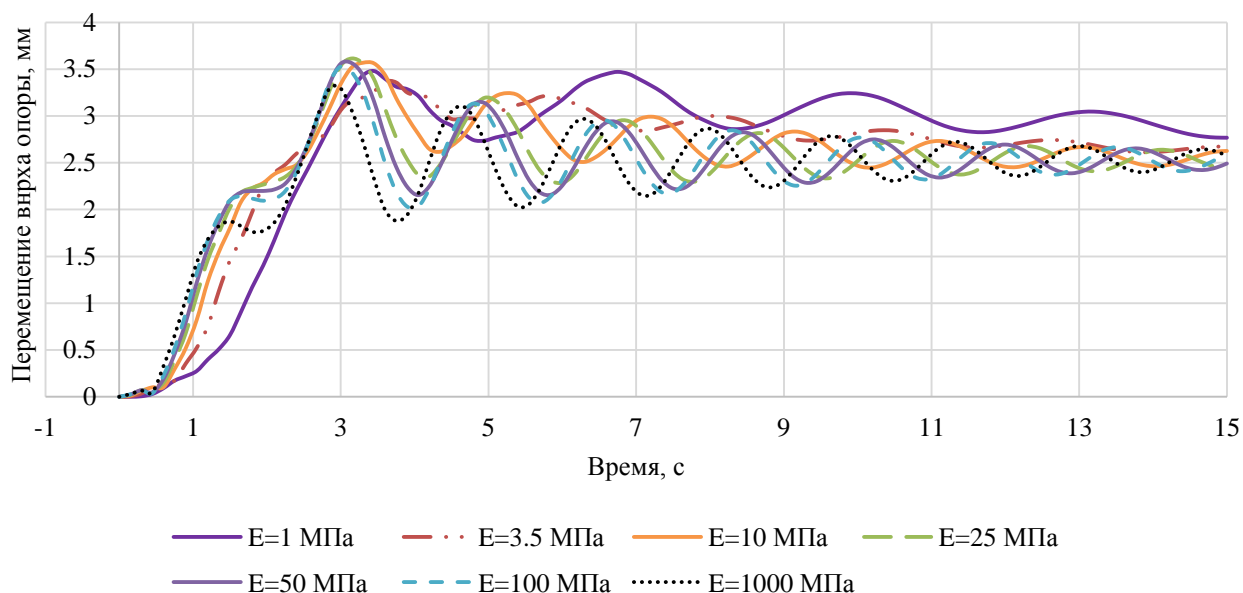


Рисунок 3.26 – Графики перемещения верха стойки опоры во времени при различных значения модуля деформации массива горных пород

Таблица 3.7 – Параметры колебаний опоры

Е, МПа	$D_{\max.}$, мм	$D_{\text{res.}}$, мм	Время одного колебания t, с	Период колебаний T, с	Частота колебаний ν , Гц
1	3,480	2,649	3,45	11,55	0,303
3,5	3,367	2,407	3,60	11,40	0,438
10	3,568	2,292	3,30	11,70	0,512
25	3,614	2,367	3,15	11,85	0,548
50	3,564	2,448	3,15	11,85	0,565
100	3,529	2,461	3,00	12,00	0,575
1000	3,294	2,513	2,85	12,15	0,592

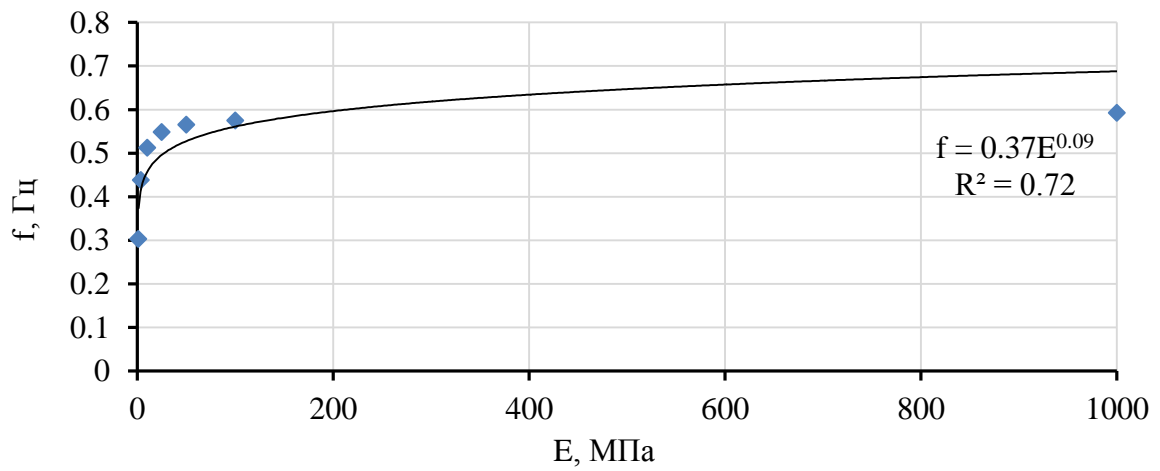


Рисунок 3.27 – Изменение частоты f колебаний опоры при вариации модуля деформации основания E

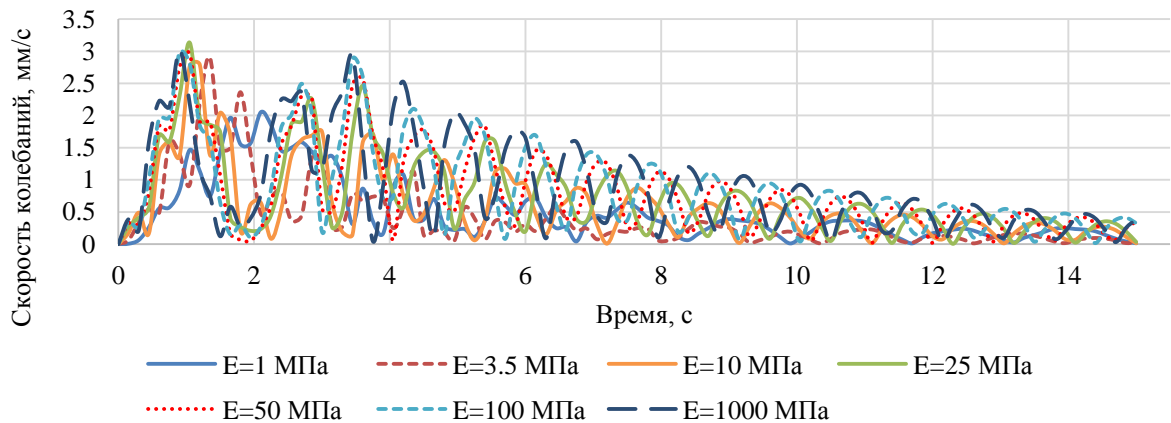


Рисунок 3.28 – Графики скорости колебаний опоры при различных значениях модуля деформации массива в основании

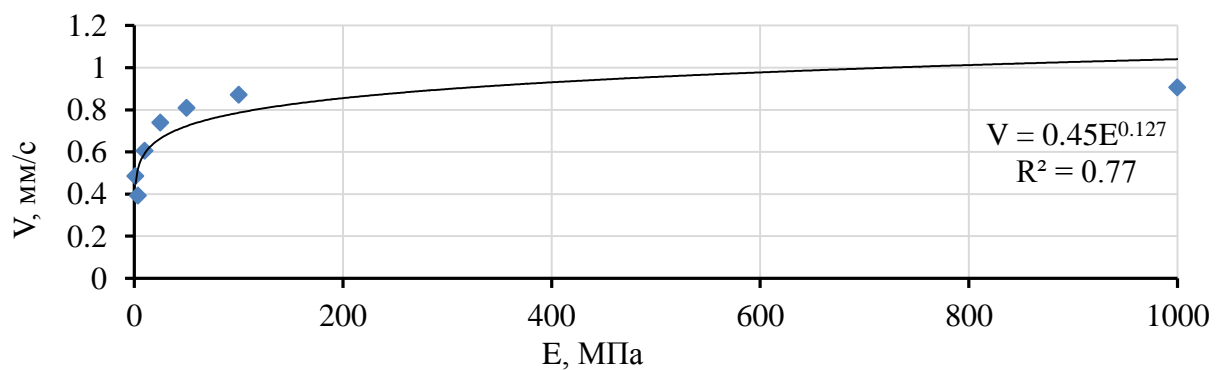


Рисунок 3.29 – Изменение средней скорости V колебаний опоры при вариации модуля деформации основания E

На рисунке 3.27 показана зависимость частоты вынужденных колебаний опоры от изменения модуля общей деформации массива в основании. На рисунке 3.28 приведены графики скорости колебаний верха стойки опоры при различных значениях модуля общей деформации массива горных пород в основании.

Как видно из рисунка 3.29 и таблицы 3.8, средняя скорость вынужденных колебаний опоры возрастает при увеличении модуля деформации основания в диапазоне до 5 МПа, дальнейшее увеличение модуля деформации основания слабо сказывается на увеличении скорости колебаний сооружения.

Таблица 3.8 – Скорость колебаний опоры в зависимости от модуля деформации основания

Е, МПа	Средняя скорость колебаний $V_{\text{ср}}$, мм/с	Максимальная скорость колебаний V_{max} , мм/с
1	0,486	2,054
3,5	0,394	2,898
10	0,605	2,790
25	0,739	3,136
50	0,809	2,966
100	0,872	2,982
1000	0,907	3,019

На рисунке 3.30 а,б приведены графики изменения нормальных напряжений в массиве при различных величинах модуля общей деформации основания.

В целом напряжения не превышают 7 кПа, что соответствует упругой работе грунта в зоне сейсмического воздействия взрывов [127,128]. С увеличением модуля деформации массива происходит рост напряжений.

Результаты нагружения системы «массив горных пород – опора ЛЭП» идеализированными сейсмограммами при ведении взрывных работ в дальней и ближней зонах по отношению к охраняемому объекту с соответствующими диапазонами скоростей колебаний основания (интервал замедления 25 мс)

приведены на рисунке 3.31 и в таблице 3.10. Рассматривался случай опирания на известняковое основание.

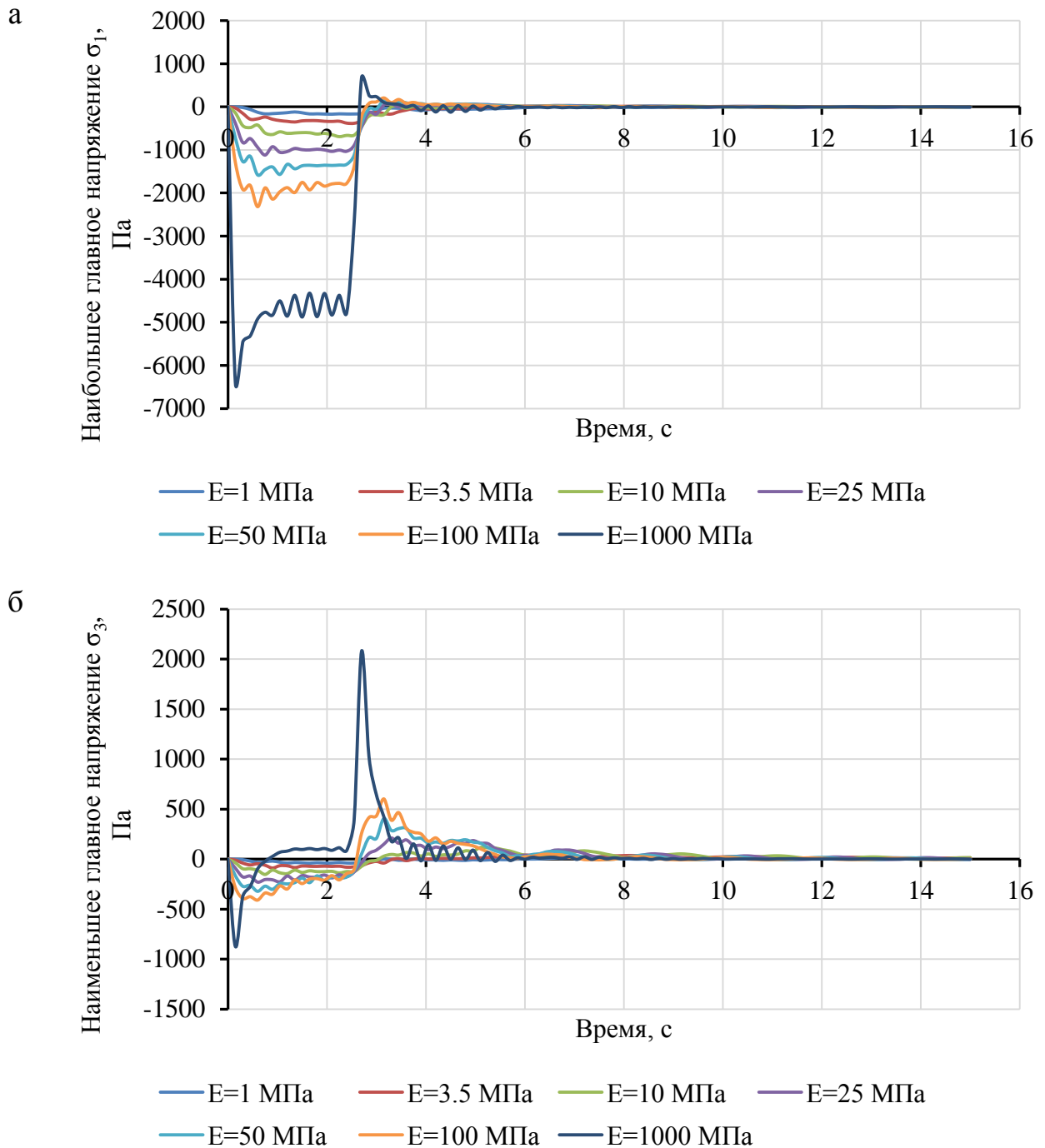


Рисунок 3.30 – Изменение наибольшего (а) главного напряжения и наименьшего главного (б) напряжения в массиве при вариации модуля общей деформации массива и воздействии идеализированной сейсмограммы N=100

Как видно из рисунка 3.31, сейсмический эффект на опору, оцениваемый по перемещению верха стойки, при воздействии

идеализированной сейсмограммы от инициирования 10 групп зарядов в дальней зоне охраняемого объекта и 2х групп зарядов в ближней зоне, сопоставим. Величины максимальных амплитуд отклонений опоры при колебаниях и остаточных деформаций верха стойки приведены в таблице 3.9. Изохромы распределения результирующих перемещений в системе «массив горных пород – опора ЛЭП» приведены на рисунке В4 (приложение В).

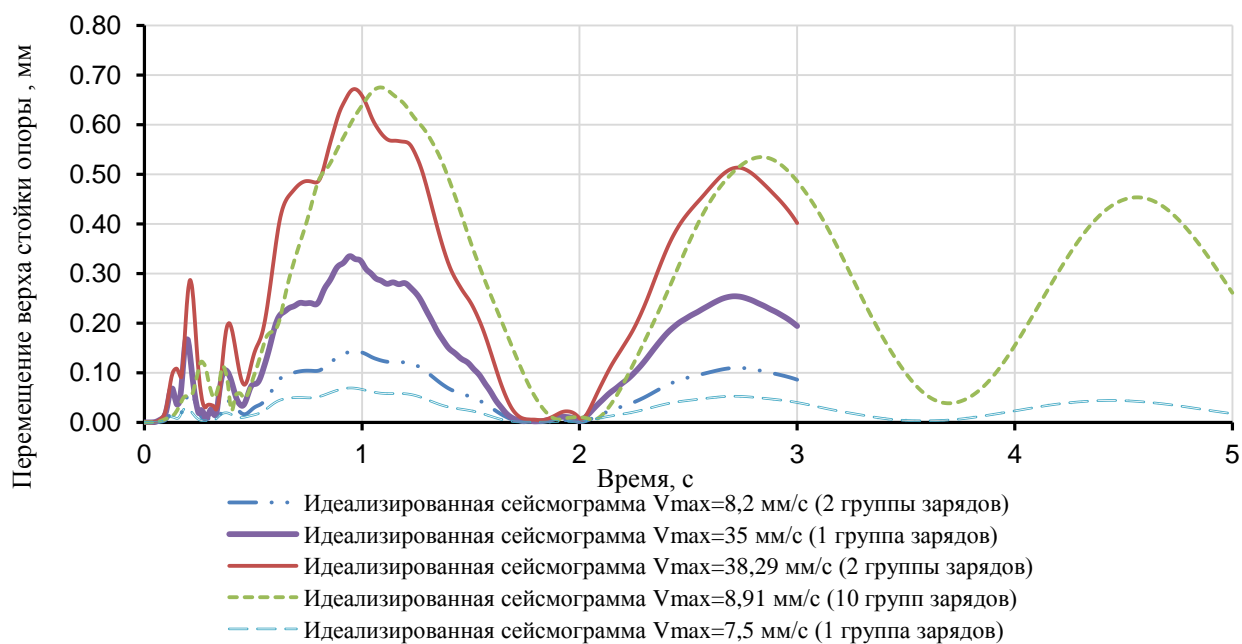


Рисунок 3.31 – Наложение графиков результирующих перемещений верха стойки опоры при воздействии идеализированных сейсмограмм различных параметров при опирании на известняки

При анализе величин остаточных деформаций при различных вариантах воздействия на систему «массив горных пород – опора ЛЭП», было установлено, что величина остаточных деформаций опоры растет пропорционально количеству групп зарядов, инициируемых одновременно (рисунок 3.32). При этом при количестве групп замедлений $N \geq 10$ максимальная амплитуда отклонения опоры при колебаниях снижается.

Таблица 3.9 – Величины максимальных амплитуд отклонений и остаточных деформаций стойки опоры при опирании на известняки

№	Вид нагружения	Макс. значение скорости в волне нагружения (V_{max}), мм/с	Макс. амплитуда отклонения верха стойки, мм	Остаточные деформации опоры, мм
1	Идеализированная сейсмограмма (1 группа зарядов)	7,51	0,0694	0,025
2	Идеализированная сейсмограмма (2 группы зарядов, $\tau_{зам} = 25$ мс)	8,20	0,1437	0,050
3	Идеализированная сейсмограмма (10 групп зарядов, $\tau_{зам} = 25$ мс)	8,91	0,6747	0,250
4	Идеализированная сейсмограмма (100 групп зарядов, $\tau_{зам} = 25$ мс)	8,91	3,634	2,554
5	Идеализированная сейсмограмма (1 группа зарядов)	35,00	0,3346	0,112
6	Идеализированная сейсмограмма (2 группы зарядов, $\tau_{зам} = 25$ мс)	38,29	0,6713	0,238
7	Идеализированная сейсмограмма (10 групп зарядов, $\tau_{зам} = 25$ мс)	41,58	3,246	1,116
8	Идеализированная сейсмограмма (100 групп зарядов, $\tau_{зам} = 25$ мс)	41,58	17,39	11,16

Анализ влияния величины интервала замедления на реакцию системы «массив горных пород – опора ЛЭП» был проведен при воздействии идеализированной сейсмограммы от инициирования 100 групп зарядов. Задавались интервалы замедлений: 25 мс, 42 мс, 67 мс и 109 мс. Результаты моделирования представлены на рисунке 3.33 и в таблице 3.10.

Из графика перемещения верха стойки опоры при воздействии идеализированных сейсмограмм с различными интервалами замедлений (рисунок 3.33) видно, что увеличение интервала замедления и, как следствие, уменьшение наложения волн при взрыве серии зарядов фактически не влияет

на величину остаточного отклонения. Также увеличение интервала замедления способствует снижению максимальной амплитуды отклонения при колебаниях опоры.

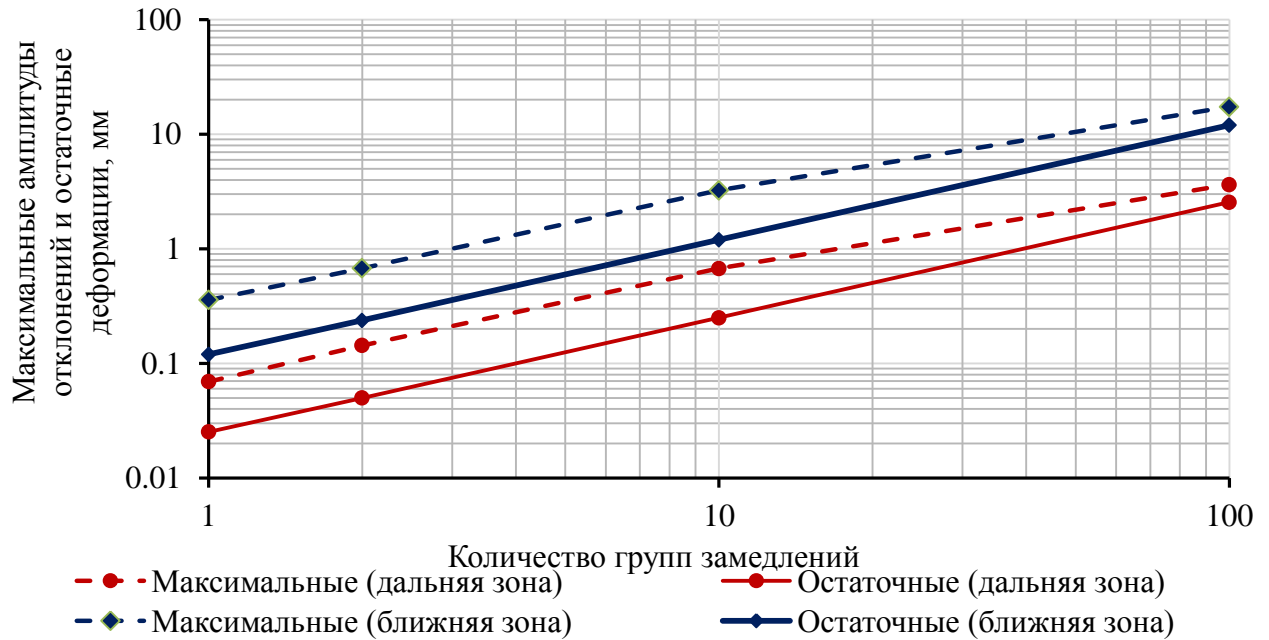


Рисунок 3.32 – Зависимость максимальных амплитуд отклонения и остаточных деформаций опоры в системе «массив горных пород – опора ЛЭП» от количества групп замедлений

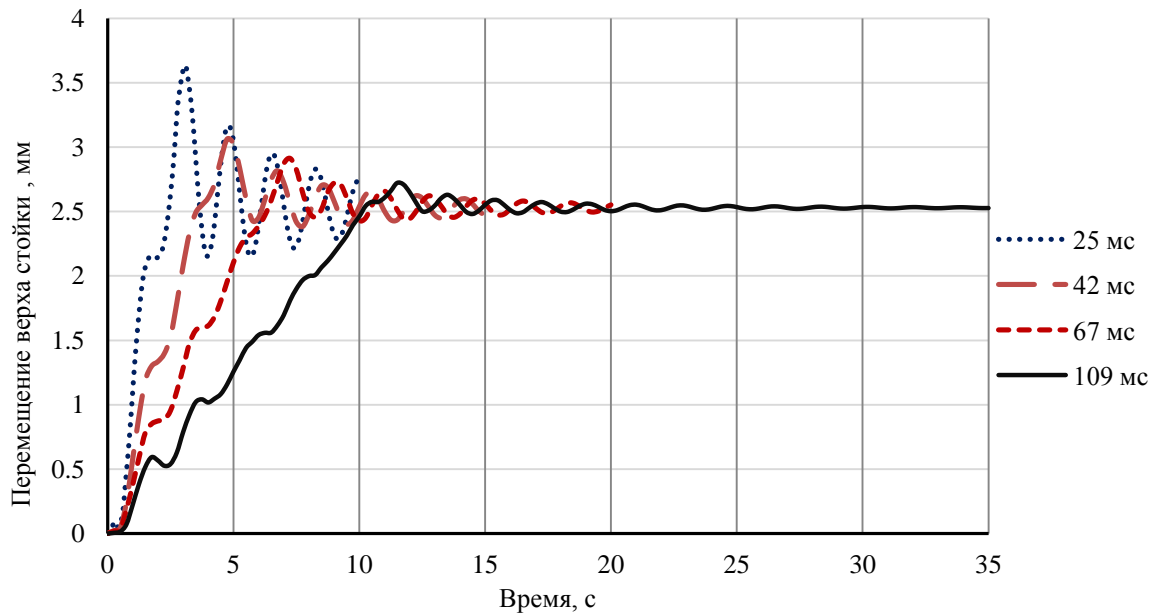


Рисунок 3.33 – Перемещение верха стойки опоры при воздействии идеализированной сейсмограммы N=100 с различными интервалами замедлений

Таблица 3.10 – Величины максимальных амплитуд отклонений и остаточных деформаций стойки опоры при различных интервалах замедлений при опирании на известняки

№	Вид нагружения	Макс. значение скорости в волне нагружения (V_{\max}), мм/с	Макс. амплитуда отклонения верха стойки, мм	Остаточные деформации опоры, мм
1	Идеализированная сейсмограмма (100 групп зарядов, $\tau_{\text{зам}} = 25$ мс)	8,91	3,634	2,554
2	Идеализированная сейсмограмма (100 групп зарядов, $\tau_{\text{зам}} = 42$ мс)	7,51	3,063	2,5196
3	Идеализированная сейсмограмма (100 групп зарядов, $\tau_{\text{зам}} = 67$ мс)	7,51	2,913	2,5182
4	Идеализированная сейсмограмма (100 групп зарядов, $\tau_{\text{зам}} = 109$ мс)	7,51	2,721	2,5276

При оценке предельно-допустимой скорости колебаний охраняемого объекта также необходимо оценивать величину *раскачки* сооружения *по скорости*. Под *раскачкой по скорости* понимают отношение максимальной скорости колебаний верха охраняемого объекта к максимальной скорости колебаний грунта у основания охраняемого объекта:

$$S = \frac{V_o^{\max}}{V_s^{\max}}, \quad (3.6)$$

где V_o^{\max} - максимальная скорость колебаний верха охраняемого объекта;
 V_s^{\max} - максимальная скорость колебаний грунта у охраняемого объекта.

При значениях раскачки свыше 3 (диапазон значения раскачки для зданий массового строительства составляет 2-3), предельно-допустимая скорость колебаний должна быть уменьшена обратно-пропорционально величине раскачки.

В таблице 3.11 приведены значения раскочки по скорости при различных вариантах воздействия на систему «массив горных пород – опора ЛЭП».

Таблица 3.11 – Величины раскочки опоры по скорости

№	Вид нагружения	Макс. значение скорости в волне нагружения, (V_{max}), мм/с	Макс. скорость колебаний верха опоры, V_o^{max} мм/с	Макс. скорость колебаний массива у основания, V_s^{max} мм/с	Раскочка по скорости, S
1	Идеализированная сейсмограмма (1 группа зарядов)	7,51	0,945	0,765	1,236
2	Идеализированная сейсмограмма (2 группы зарядов, $\tau_{зам}= 25$ мс)	8,20	1,741	2,206	0,789
3	Идеализированная сейсмограмма (10 групп зарядов, $\tau_{зам}= 25$ мс)	8,91	4,437	2,099	2,113
4	Идеализированная сейсмограмма (100 групп зарядов, $\tau_{зам}= 25$ мс)	8,91	2,986	1,192	2,505
5	Идеализированная сейсмограмма (100 групп зарядов, $\tau_{зам}= 42$ мс)	7,51	1,354	0,779	1,737
6	Идеализированная сейсмограмма (100 групп зарядов, $\tau_{зам}= 67$ мс)	7,51	1,027	0,667	1,539
7	Идеализированная сейсмограмма (100 групп зарядов, $\tau_{зам}= 109$ мс)	7,51	0,747	0,495	1,510

Увеличение интервала замедления до величины 109 мс способствует снижению раскочки по скорости: при инициировании ста групп зарядов с интервалом замедления 25 мс раскочка по скорости составляет $S=2,505$, а с

замедлением 109 мс эта величина уменьшается до $S=1,51$, т.е. происходит снижение в 1,65 раз.

Анализ приведенных данных показал, что максимальная динамическая нагрузка на систему «массив горных пород – опора ЛЭП» наблюдается при малом количестве групп замедлений $N=10$: максимальная скорость колебаний массива у основания составляет $V = 2,099$ мм/с, а максимальная скорость колебаний опоры $V = 4,437$ мм/с. Дальнейшее увеличение количества групп замедлений способствует снижению нагрузки на систему (рисунок 3.34).

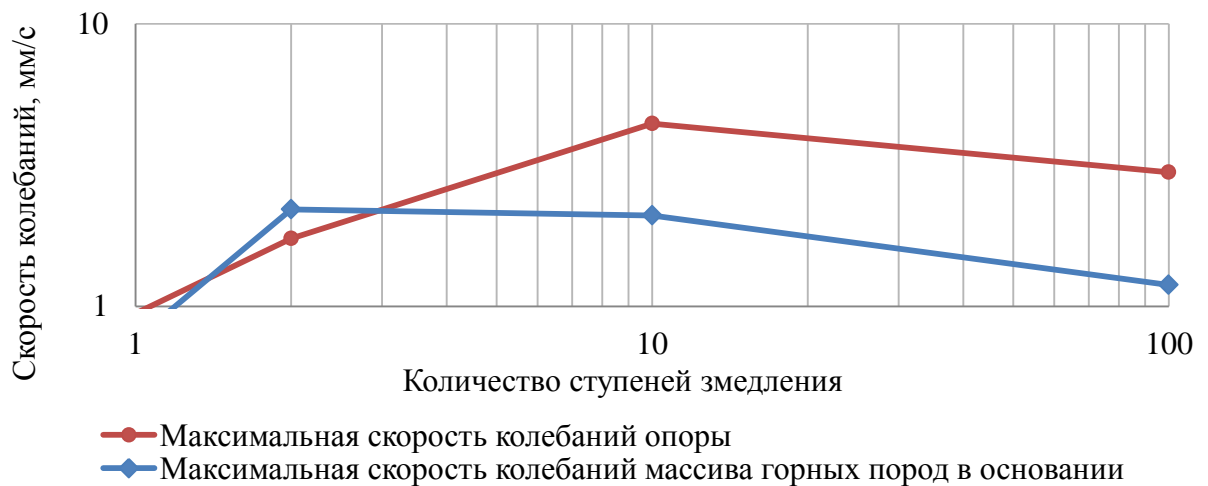


Рисунок 3.34 – Динамическая нагрузка на систему «массив горных пород – опора ЛЭП» при различном количестве групп замедлений

Таким образом, на основе данных об остаточных деформациях опоры при нагружении ее разноскоростными идеализированными сейсмограммами с различными параметрами можно осуществлять прогноз накопления остаточных деформаций, используя графический метод построения номограмм (рисунок 3.35, 3.36). Каждой прямой на графике соответствует определенное количество ступеней замедления и диапазоны скоростей колебаний в зависимости от ближней или дальней зоны ведения взрывных работ по отношению к охраняемому объекту.

Подобный подход позволяет прогнозировать ориентировочный период времени, в течение которого произойдет накопление остаточных деформаций до достижения критической величины отклонения опоры и необходимо будет прибегать к процедуре выправке.

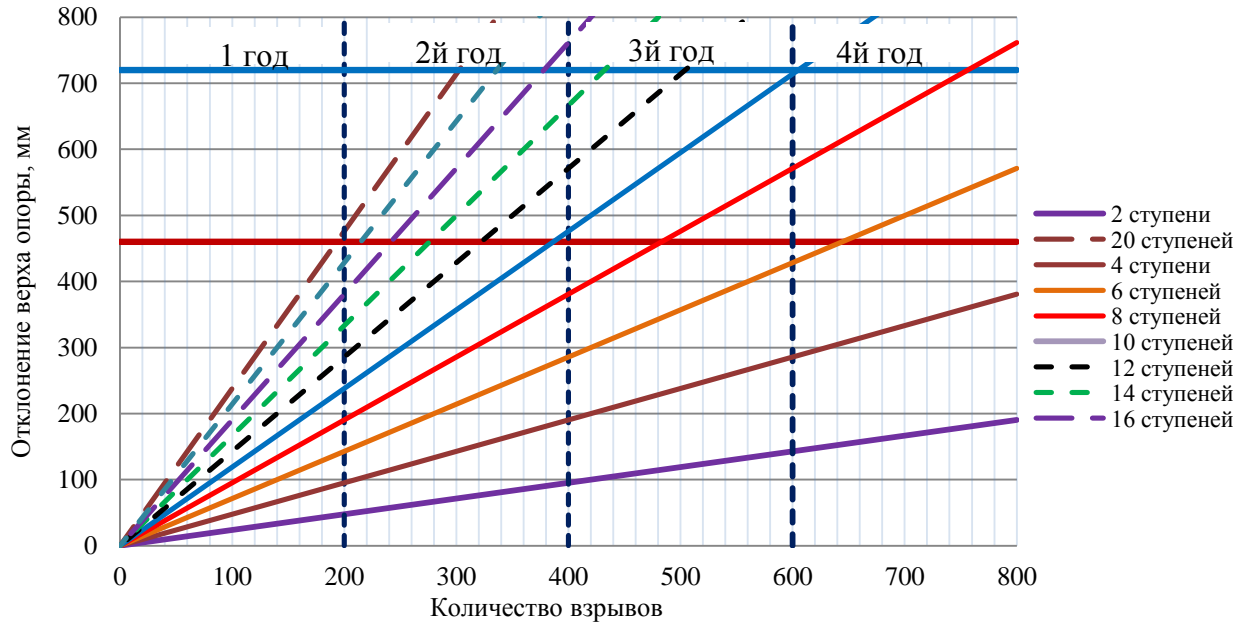


Рисунок 3.35 – Номограммы к определению величины отклонения опоры в ближней зоне ведения взрывных работ (Афанасьевский карьер)

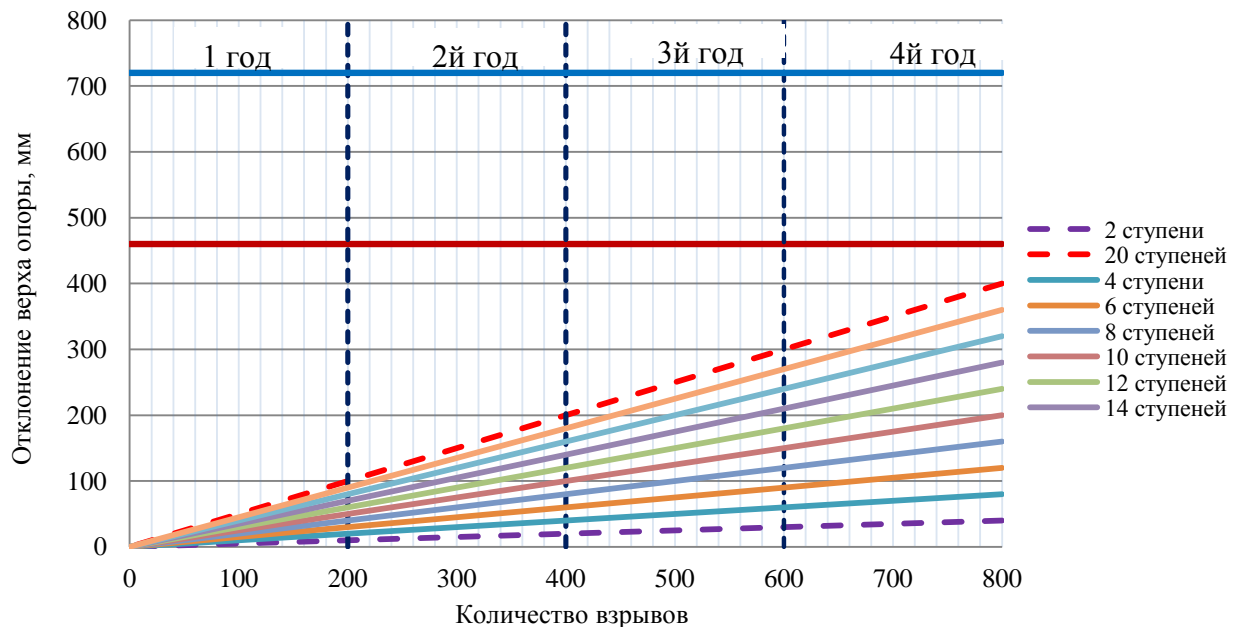


Рисунок 3.36 – Номограммы к определению величины отклонения опоры в дальней зоне ведения взрывных работ (Афанасьевский карьер)

3.4 Выводы по главе 3

Выполнено изучение динамической реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» при СВВ с различными параметрами сейсмозрывных волн на основе идеализированных сейсмограмм:

Предложен методический подход к расчету критического угла отклонения опоры (критерия потери устойчивости) с учетом физико-механических характеристик основания сооружения и геометрических параметров самого сооружения, основанный на применении метода конечных элементов.

Проведена оценка влияния демпфирующих свойств основания на величину перемещения верха стойки опоры для вариантов закрепления сооружения в массиве известняков и суглинков.

Выполнены расчеты динамической реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» при различных параметрах сейсмозрывной волны и физико-механических характеристиках массива в основании сооружения. Период и продолжительность колебаний охраняемого объекта в системе «массив горных пород – опора ЛЭП» на известняковом основании в 1,5 раза меньше, чем на суглинистом. Частота и средняя скорость вынужденных колебаний опоры в системе «массив горных пород – опора ЛЭП» связаны с величиной модуля деформации массива в основании: при малых значениях $E \leq 5$ МПа увеличение частоты и скорости наиболее выражено, с увеличением E (до 1000 МПа) увеличение этих параметров незначительно.

Численное моделирование позволило оценить величины остаточных деформаций охраняемого объекта в системе «массив горных пород – опора ЛЭП», а также было выявлено, что величина остаточных деформаций линейно пропорциональна количеству групп замедлений массового взрыва. Увеличение количества групп замедлений $N \geq (20 \div 30)$ в массовом взрыве способствует снижению динамической нагрузки на систему «массив горных пород – опора ЛЭП». Увеличение интервала замедления с 25 мс до 109 мс (при количестве групп замедлений массового взрыва $N=100$) способствует

снижению максимальной амплитуды раскачки системы «массив горных пород – опора ЛЭП» по скорости в 1,65 раз. Увеличение интервала замедления до 109 мс при проведении крупномасштабных взрывов (N=100) не сказывается на изменении величины остаточных деформаций охраняемого объекта.

Применение численного моделирования при выполнении динамических расчетов позволяет оценить величины максимальных амплитуд отклонения опоры при колебаниях и остаточных деформаций охраняемого объекта в системе «массив горных пород – опора ЛЭП» при вариации параметром буровзрывных работ с целью последующего прогноза накопления остаточных деформаций до достижения критического угла отклонения, рассчитанного с учетом характеристик грунта основания опоры. Однако существенным недостатком подобного метода является значительная вычислительная мощность, требуемая для проведения расчетов в динамической постановке, что является сложно реализуемым при выполнении многовариантного численного моделирования.

Глава 4 СОПОСТАВЛЕНИЕ НАТУРНЫХ И ЧИСЛЕННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ И РАЗРАБОТКА РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО УПРАВЛЕНИЮ СЕЙСМОВЗРЫВНЫМ ВОЗДЕЙСТВИЕМ НА СИСТЕМУ «МАССИВ ГОРНЫХ ПОРОД - ОПОРА ЛЭП»

4.1 Методика оценки сейсмозрывного воздействия на линейные охраняемые объекты (система «массив горных пород – опора ЛЭП»)

Выбор и управление параметрами буровзрывных работ, позволяющих управлять сейсмическим воздействием взрывов на линейные охраняемые объекты (опоры линий электропередачи) в массиве горных пород должны основываться на анализе динамической реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП».

Для расчета динамической реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» должны применяться численные методы анализа (метод конечных элементов).

4.1.1 Описание методики

Методика оценки СВВ на линейные охраняемые объекты сводится к реализации нескольких основных этапов: мониторинг СВВ на предприятии; выполнение численных расчетов динамической реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» при воздействии сейсмозрывной волны с различными параметрами, выбор параметров буровзрывных работ, позволяющих управлять сейсмическим воздействием массовых взрывов на охраняемый линейный объект.

На первом этапе необходимо провести мониторинг СВВ на предприятии, вблизи которого проходит трасса ЛЭП или иные охраняемые объекты, и определить сейсмический эффект проводимых массовых взрывов на основе данных о максимальных зарегистрированных скоростях смещения грунта у основания охраняемых объектов, а также параметры колебаний самого охраняемого объекта (скорости колебаний, максимальные и остаточные смещения при каждом массовом взрыве, продолжительность колебаний, частотный состав и т.д.). Данные о максимальных скоростях

смещения грунта у линейного охраняемого объекта при ведении взрывных работ на различных расстояниях позволят реализовать сейсмическое районирование карьерного поля, тем самым, выделить основные зоны ведения взрывных работ по отношению к охраняемому объекту.

На следующем этапе исходными данными для выполнения динамических расчетов на основе численного моделирования являются: физико-механические характеристики пород в основании линейного охраняемого объекта, геометрические характеристики охраняемого линейного объекта, ориентация линейного охраняемого объекта относительно направления воздействия сейсмозрывных волн, параметры сейсмозрывных волн (амплитуда, период, продолжительность воздействия, количество цугов колебаний в сейсмозрывной волне), параметры демпфирования массива горных пород у основания охраняемого объекта.

С целью прогноза устойчивости опоры необходимо провести подсчет накопления остаточных деформаций от воздействия массовых взрывов до критической величины (критерий потери устойчивости). Расчет критического угла отклонения опоры от вертикали, превышение которого приведет к потере устойчивости, также необходимо проводить на основе численного моделирования в статической постановке. Расчет предполагает решение задачи о воздействии на опору статических нагрузок (вес электрооборудования, троса и проводов) с различными начальными параметрами отклонения от вертикали и последующим приращением этого отклонения под действием приложенных нагрузок до величины, при которой в основании сооружения формируется зона интенсивного развития пластических деформаций, с учетом заложенных в расчет физико-механических характеристик пород в основании и геометрии опоры. Расчет критического угла отклонения опоры, выполненный для условий опирания на суглинки и известняки на основе разработанного методического подхода, описан в параграфе 3.1 настоящей работы.

При выполнении динамических расчетов по определению реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» на действие сейсмических сил от массовых взрывов расчет вариантов динамической нагрузки на рассматриваемую систему рекомендуется выполнять на основе идеализированных графиков скорости смещения грунта (идеализированные сейсмограммы), учитывая параметры буровзрывных работ при проектировании массовых взрывов на предприятии: величины интервалов замедлений между группами зарядов, амплитуды сейсмозрывных волн, формируемые инициированием групп зарядов различной массы, период сейсмозрывной волны, количество цугов колебаний, относящееся к количеству групп замедлений в массовом взрыве.

По результатам расчетов динамической реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» при воздействии расчетных динамических нагрузок определяются максимальные амплитуды отклонения опоры и остаточные деформации системы, скорости и частоты вынужденных колебаний при воздействии рассматриваемых факторов. Следующим этапом определяются параметры буровзрывных работ, которые позволяют минимизировать величину остаточных отклонений при каждом взрыве, снижать максимальную скорость колебаний сооружения в зависимости от зоны ведения взрывных работ, снижать раскачку сооружения (по скорости или по смещению), проектировать количество групп замедлений в массовом взрыве, способствующих снижению динамической нагрузки на сооружение и массив горных пород в основании, выбирать величины интервалов замедлений, позволяющих снизить скорость колебаний охраняемого объекта и величину максимального отклонения верха стойки, таким образом обеспечивая диапазон элементов управления СВВ на линейные охраняемые объекты без снижения уровня производства взрывных работ в ближней зоне.

Конечным результатом динамических и статических расчетов является подсчет количества циклов взрывного воздействия на систему «массив горных пород – опора ЛЭП» до достижения критической величины

отклонения, что дает возможность предприятию планировать мероприятия по выправке опор по мере отработки месторождения.

Апробация разработанной методики проведена применительно к стальным промежуточным опорам линий электропередачи башенного типа, являющихся частью системы внутреннего энергоснабжения карьера «Восточный» (Олимпиадинское месторождение, ПАО «Полюс»).

4.1.2 Результаты мониторинга сейсмозрывного воздействия в условиях карьера «Восточный» (Олимпиадинское месторождение)

Для условий карьера «Восточный» (ПАО «Полюс») в системе внутреннего электроснабжения для подвески проводов применяют стальные опоры башенного типа. На предприятии регулярно проводится выправка опор вследствие ведения взрывных работ. Мониторинг СВВ, проведенный в условиях карьера «Восточный» в августе 2017 г. (таблица 4.1), показал, что сейсмический эффект массовых взрывов существенно выше, чем на Афанасьевском карьере: коэффициент сейсмичности $K=3800$. Зависимость максимальных скоростей колебаний от приведенной массы заряда описывается выражением:

$$V = 3800 \cdot \left(\frac{\sqrt[3]{q}}{r} \right)^{1,5} \quad (4.1)$$

Максимальные скорости смещения грунта в основном находятся в диапазоне 20-74 мм/с, что обусловлено небольшими эпицентрными расстояниями при регистрации колебаний, а также геологическими условиями (коэффициент крепости пород по шкале Протоdjяконова $f = 6-14$).

Для оценки СВВ на стальные опоры башенного типа и выявления особенностей их динамической реакции при воздействии СВВ необходимо провести моделирование СВВ на систему «массив горных пород – опора ЛЭП» применительно к стальным опорам, а также сравнить динамическую реакцию стальных и железобетонных опор при различных вариантах СВВ от массовых взрывов.

Таблица 4.1 – Параметры зарегистрированных сейсмоколебаний при массовых взрывах на карьере «Восточный»

Дата	№ блока, горизонт	Место регистрации сейсм. эффекта	Масса заряда, кг		Расстояние до точки наблюдения, м		Максимальная скорость смещения грунта, мм/с				Приведенная масса заряда, кг ^{1/3} /м	Коэффициент сейсмичности, К
			$\sum q$	На одну ступень зам-я	Эпицентрально-ное	Факти-ческое	V _x	V _y	V _z	$V = \sqrt{\sum V_i^2}$		
11.08.17	№230-076 Гор.+240	Верх бровки уступа, гор.+530	118750	1950	558	630	25.8	16,5	7	31,4	0,0034	9235
11.08.17	№685-001 Гор.+710	Верх бровки уступа, гор.+710	196140	814	126	-	20	14	6	25,1	0,074	1255
				(1 вст.) 2440	180	-	45	42	40	73,4	0,075	3495
14.08.17	№690-176 Гор.+700	На опорах ЛЭП 2сейсмост. (Z м М) Гор.+730	158460	333 (1 ст.)	180	183	6	11	5	13,5	0,0379	1824
				1 скв. СтZ	305						0,0203	1807
				333 ст..М	190						0,0513	3534
				1000 ст. Z	183	310	3	3.5	2,5	5,24	0,0541	2770
1000 ст..М												

4.1.3 Моделирование сейсмозрывного воздействия на систему «массив горных пород – опора ЛЭП» (на примере стальной промежуточной опоры башенного типа)

Конструкция стальной опоры башенного типа. Наряду с железобетонными опорами часто применяют стальные опоры башенного типа: они могут быть как частью системы внутреннего энергоснабжения карьера (рисунок 4.1) так и относиться к трассе распределительной линии, проходящей в непосредственной близости от фронта ведения взрывных работ.



Рисунок 4.1 – Система электроснабжения карьера «Восточный» ВЛ-6 кВ (ПАО «Полюс»)

По конструкции ствола опоры данного типа также относятся к одностоечным и представляют собой пространственные решетчатые конструкции (рисунок 4.2).

Для изучения работы стальной опоры при СВВ была разработана численная модель системы «массив горных пород – опора ЛЭП» (рисунок 4.3). Опора относится к типу промежуточных свободностоящих двухцепных стальных решетчатых опор 1П110-6 (рисунок 4.2) [129].

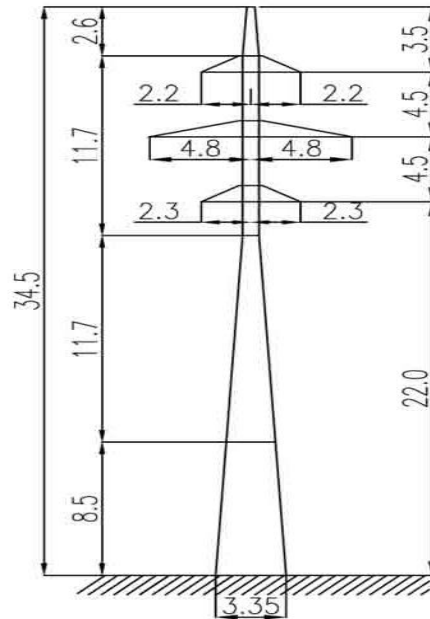


Рисунок 4.2 – Геометрические параметры опоры 1П110-6

Решение задачи о сейсмическом воздействии на систему «массив горных пород – опора ЛЭП» применительно к опоре башенного типа в рамках динамической постановки выполнялось в программном комплексе SimuliaAbaqus. Геометрия разработанной модели с элементами расчетной схемы представлена на рисунке 4.3.

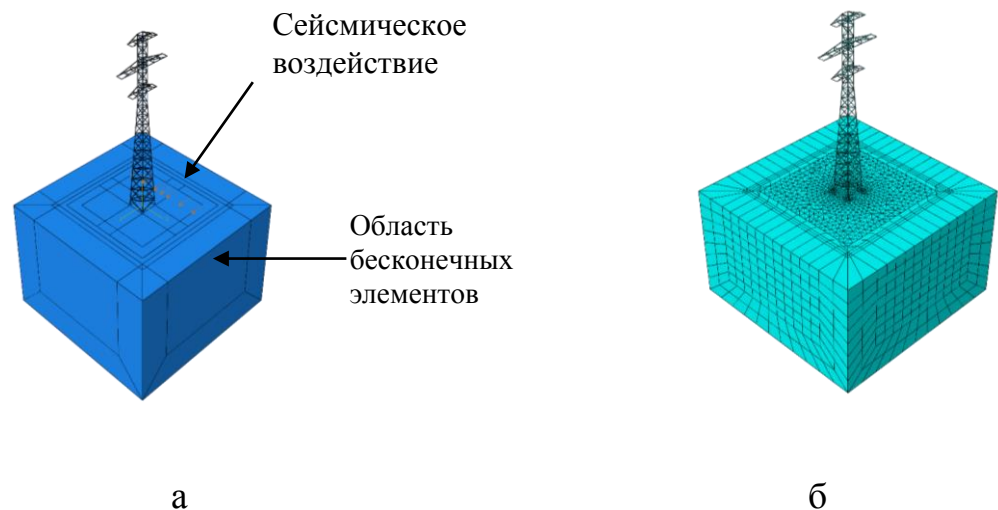


Рисунок 4.3 – Геометрия модели для изучения работы системы «массив горных пород – опора ЛЭП» при сейсмическом воздействии (а), сетка конечных элементов (б)

Модель разрабатывалась по аналогии с моделью системы «массив горных пород – опора ЛЭП» для изучения работы железобетонной опоры (раздел 3.3.1). Физико-механические характеристики массива в основании сооружения взяты для известняков (таблица 3.1).

Расчет коэффициентов демпфирования для массива горных пород и опоры определялись по аналогии с разделом 3.3.2 настоящей работы. В результате расчета были полученные первая и вторая формы собственных колебаний стальной опоры (рисунок 4.4). Масштаб деформаций увеличен в 3 раза.

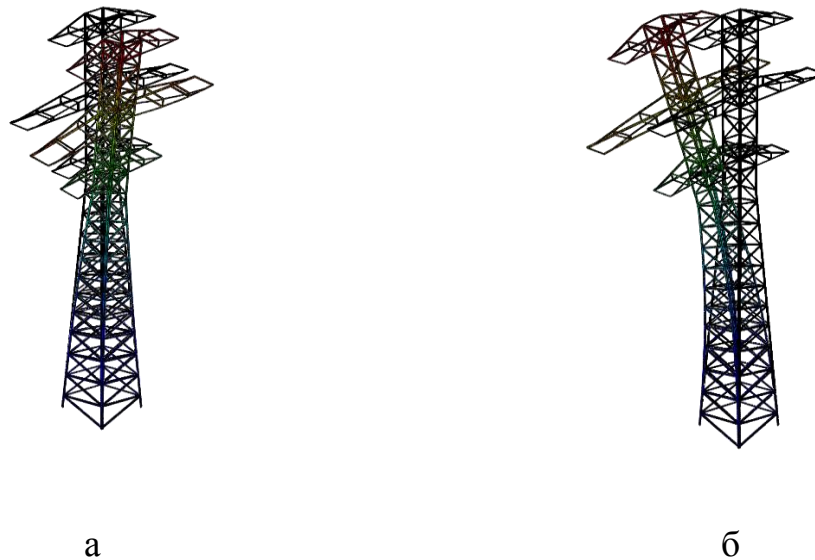


Рисунок 4.4 - Первая форма собственных колебаний (а), вторая форма собственных колебаний (б) стальной опоры 1П110-6

Частота колебаний опоры по первой форме составляет 12,18 рад/с (1,94 Гц); по второй - 12,46 рад/с (1,98 Гц). Коэффициенты демпфирования Рэлея $\alpha = 0,616032$ и $\beta = 0,004058$.

Частоты первой и второй формы собственных колебаний для массива горных пород и соответствующие коэффициенты демпфирования Рэлея определены в разделе 3.3.2.

Расчет реакции системы «массив горных пород - опора ЛЭП» для стальной опоры башенного типа был реализован на основе рассчитанных идеализированных сейсмограмм, описанных в разделе 3.3.3 настоящей

работы. Для сравнения реакции железобетонной и стальной конструкций опор за основу были взяты идеализированные сейсмограммы от инициирования: одной группы зарядов (рисунок 3.21б) и двух групп зарядов (рисунок В1а) с амплитудами $V \geq 30$ мм/с в ближней зоне ведения взрывных работ; ста групп зарядов в дальней зоне ведения взрывных работ (рисунок В2а).

Результаты моделирования сейсмического воздействия на стальную опору башенного типа в виде изохром распределения результирующих перемещений в массиве на период времени 0,49 с после начала воздействия приведены в приложении В (рисунок В5). На рисунках 4.5 и 4.6 приведены графики перемещений верха стойки стальной опоры во времени при воздействии идеализированных сейсмограмм.

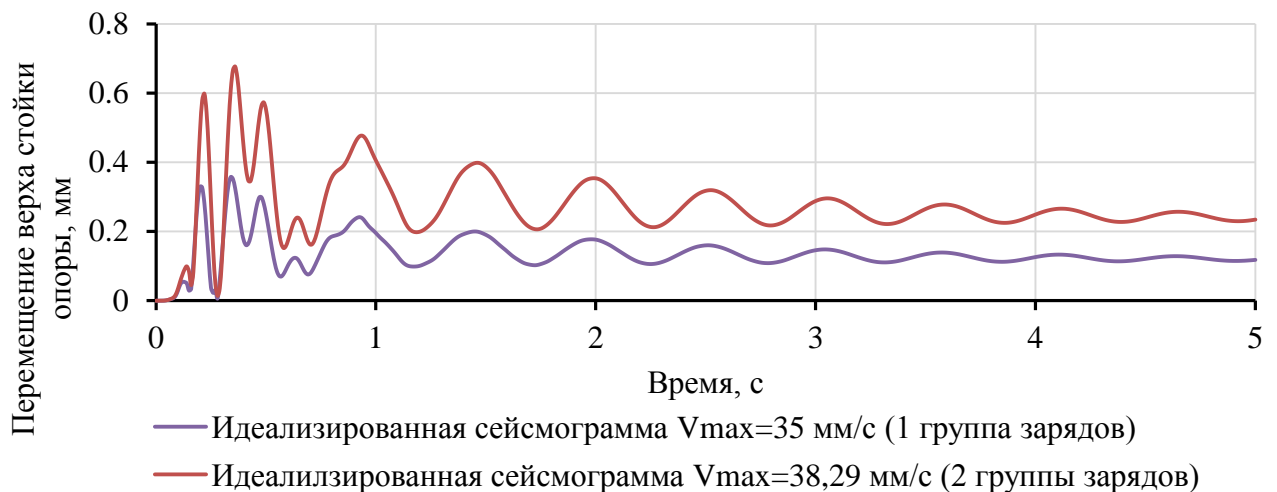


Рисунок 4.5 – Графики перемещений верха стойки стальной опоры во времени при воздействии идеализированных сейсмограмм от инициирования одной и двух групп зарядов в ближней зоне ведения взрывных работ

Как видно из графиков перемещения верха стойки опоры при воздействии идеализированных сейсмограмм величина остаточных деформаций стойки опоры пропорциональна количеству групп замедлений в массовом взрыве. Результаты моделирования приведены в таблице 4.2.

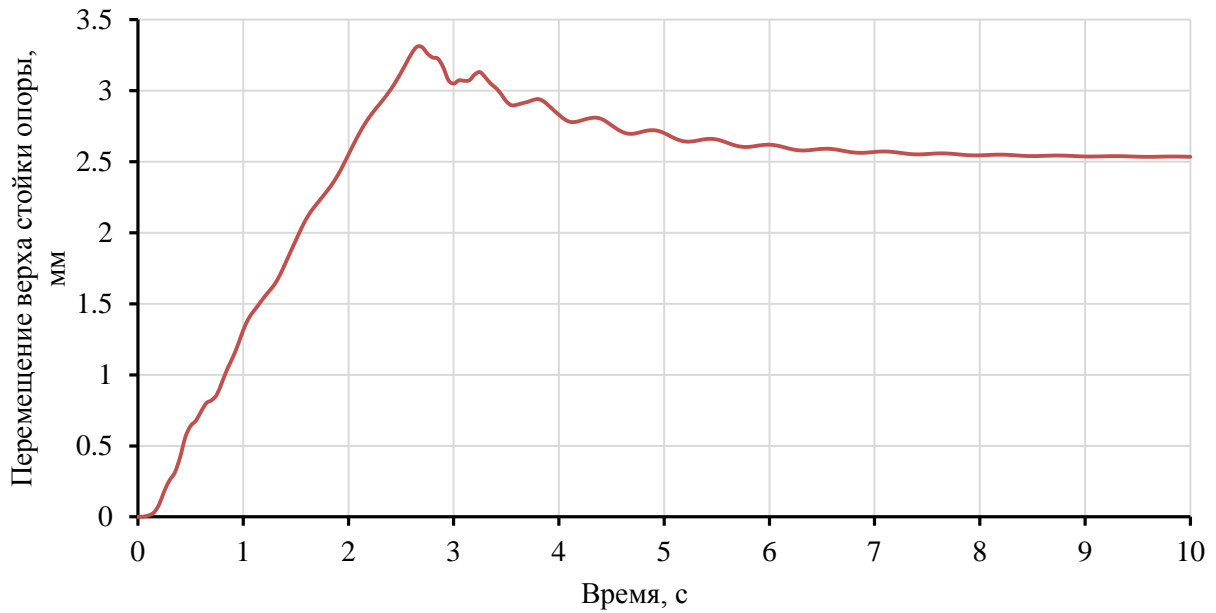


Рисунок 4.6 – Перемещения верха стойки стальной опоры во времени при воздействии идеализированной сейсмограммы $V_{\max}=8,91$ мм/с (100 групп зарядов)

Таблица 4.2 – Результаты моделирования СВВ на стальную опору башенного типа

Вид нагружения	Остаточные деформации стойки D_{res} , мм	Макс. амплитуда отклонения стойки, D_{max} , мм	Максимальная скорость колебания опоры V_o^{\max} , мм/с	Максимальная скорость колебания массива у основания, V_s^{\max} , мм/с	Раскачка по скорости, S
$V_{\max} = 35$ мм/с (1 группа зарядов)	0,120	0,358	9,419	13,807	0,682
$V_{\max} = 38,29$ мм/с (2 группы зарядов)	0,238	0,677	15,120	13,269	1,139
$V_{\max} = 7,5$ мм/с (100 групп зарядов)	2,530	3,308	3,077	1,153	2,669

Воздействие сейсмозрывных волн на опоры ЛЭП приводит к возникновению многократно повторяющихся знакопеременных усилий [64,130,131]. На сейсмограммах колебания опор видно, что один взрыв приводит к 10-20 циклам колебаний конструкции.

Анализ деформирования элементов системы решетки при колебаниях показал, что для опор башенного типа характерно разрушение вследствие

потери местной устойчивости стержневых уголковых элементов системы решетки в узле сопряжения наклонных и вертикальных поясов (рисунок 4.7). Этот узел конструкции является наиболее вероятным местом формирования разрушения по второй группе предельных состояний при колебаниях от СВВ. Величина внутренних напряжений в элементах системы решетки стальной опоры от многократно повторяющихся колебаний при воздействии идеализированных сейсмограмм не превышает 15 МПа, что с учетом коэффициентов запаса, принимаемых при расчете стальных конструкций, не может привести к разрушению по первой группе предельных состояний (таблица 4.3). Так, колебания стальной опоры при воздействии идеализированной сейсмограммы от инициирования 100 групп зарядов в дальней зоне $V_{\max} = 7,5$ мм/с способствует потере местной устойчивости стержневых уголковых элементов системы решетки, находящихся в узле сопряжения наклонных и вертикальных поясов (рисунок 4.7). При этом в руководстве по определению радиусов опасных зон сейсмического воздействия взрывов [11] диапазон предельно-допустимых скоростей колебаний для опор линий электропередачи составляет 20-30 см/с, что эквивалентно 9-ти балльному землетрясению, приводящему к трещинообразованию в бетоне конструкции. В связи с этим, результаты диссертационной работы свидетельствуют о необходимости проведения дополнительных исследований СВВ на опоры линий электропередачи с целью уточнения диапазона предельно-допустимых скоростей колебаний охраняемых линейных объектов, для которых характерно накопление остаточных деформаций при воздействии сейсмозрывных колебаний слабой интенсивности.

Сравнение колебаний железобетонной опоры и стальной промежуточной опоры башенного типа показало, что реакция стальной опоры по величинам максимальных амплитуд отклонения и остаточных деформаций стойки практически идентична реакции железобетонной при заданных динамических воздействиях (рисунок 4.8 а,б). Однако конструктивные особенности

пространственной системы решетки стальных опор способствуют быстрому затуханию колебаний.

Таблица 4.3 – Максимальные напряжения в конструктивных элементах от действия сейсмозрывных нагрузок

№	Тип идеализированной сейсмограммы	Максимальное напряжение, МПа
1	Идеализированная сейсмограмма $V_{\max} = 35$ мм/с (1 группа зарядов)	12
2	Идеализированная сейсмограмма $V_{\max} = 38,29$ мм/с (2 группы зарядов)	14
3	Идеализированная сейсмограмма $V_{\max} = 7,5$ мм/с (100 групп зарядов)	2,5

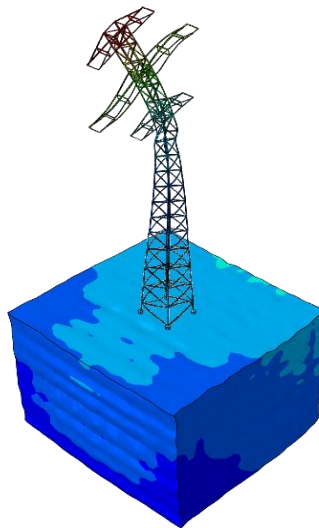
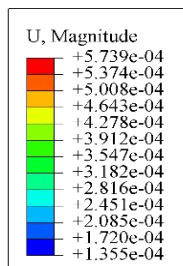


Рисунок 4.7 – Перемещения верха стойки стальной опоры при воздействии идеализированной сейсмограммы $V_{\max}=38,29$ мм/с (2 группы зарядов)

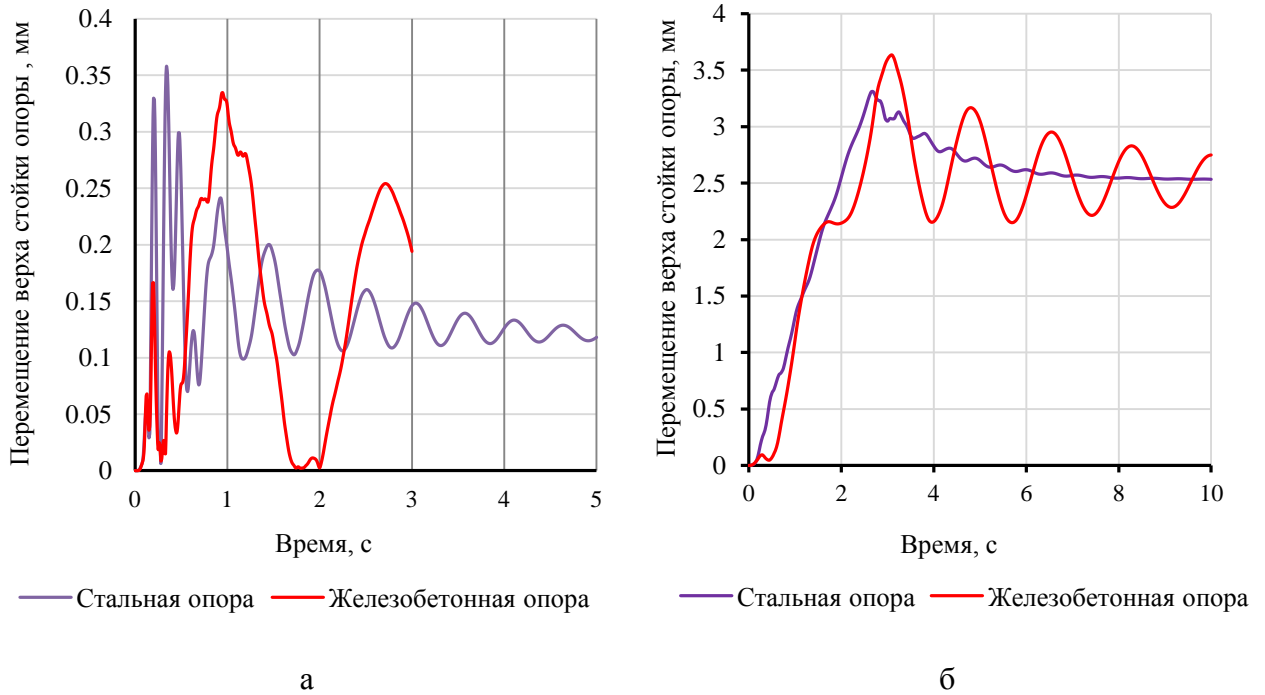


Рисунок 4.8 – Графики перемещения верха стойки железобетонной и стальной опоры при воздействии: а - идеализированной сейсмограммы $V_{\max}=38,29$ мм/с (1 группа зарядов), б - идеализированной сейсмограммы $V_{\max}=7,5$ мм/с (100 групп зарядов)

4.2 Рекомендации по управлению сейсмическим воздействием взрывов при открытой разработке месторождений

Управление сейсмическим воздействием взрывов на линейные охраняемые объекты, реализуемое посредством управления параметрами буровзрывных работ, необходимо осуществлять на основе детального анализа динамической реакции системы «массив горных пород – опора ЛЭП» на действие сейсмических сил от массовых взрывов с учетом вариации параметров буровзрывных работ (количества групп замедлений в массовом взрыве, величины интервала замедления между группами зарядов, максимальной массы единовременно инициируемого взрывчатого вещества за ступень и т.д.), руководствуясь разработанной методикой оценки СВВ на линейные охраняемые объекты.

В ходе выполнения диссертационной работы было выявлено, что система «массив горных пород – опора ЛЭП» испытывает наибольшую

динамическую нагрузку при малом количестве групп замедлений $N=(10\div 20)$ и интервале замедления $\tau_{\text{зам}}=25$ мс (рисунок 4.9).

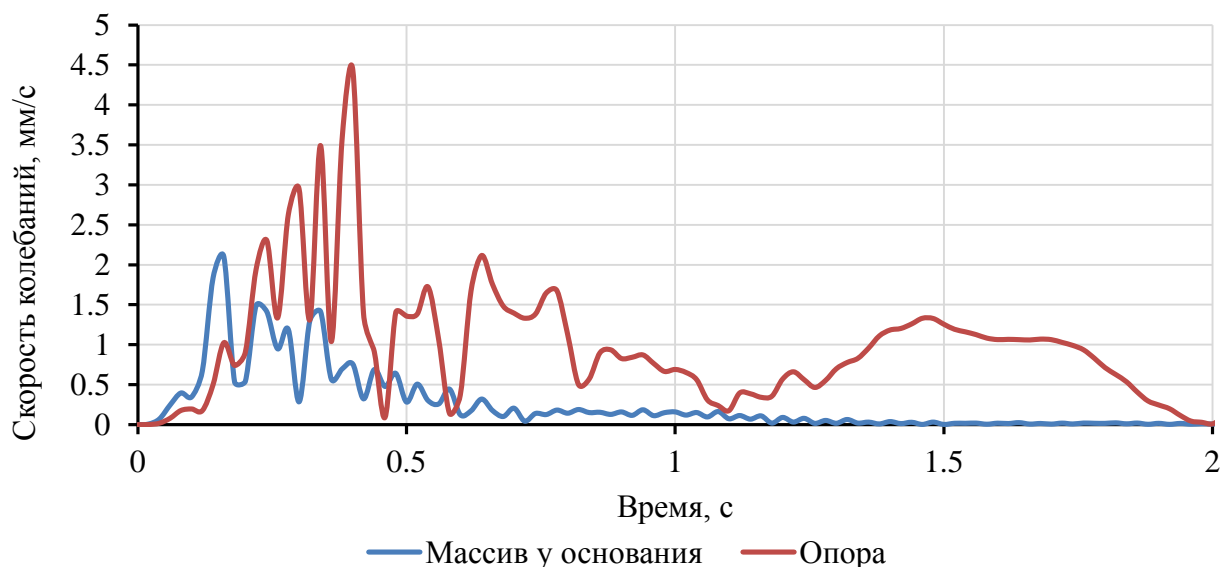


Рисунок 4.9 – График скорости колебания опоры и массива у основания при воздействии идеализированной сейсмограммы ($N=10$ групп зарядов, интервал замедления 25 мс) в дальней зоне ведения взрывных работ

Анализ натуральных данных по влиянию количества групп замедлений на скорость колебаний опоры проводился при сопоставлении двух массовых взрывов 25.11.15 и 03.10.16. (параметры массовых взрывов и схемы коммутации представлены на рисунках 2.6 и 2.26). Величины эпицентральных расстояний между блоками и сеймопунктом на опоре ЛЭП были фактически эквивалентны, максимальные массы заряда за ступень отличались незначительно. Сопоставление массовых взрывов по параметрам приведено в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Сравнение массовых взрывов

	Массовый взрыв 25.11.15	Массовый взрыв 03.10.16
Максимальная масса заряда в ступени, кг	492	468
Количество групп замедлений	2	10

Продолжение таблицы 4.4

Эпицентральное расстояние от блока до охраняемого объекта (опора ЛЭП), м	800	900
Максимальное отклонение опоры на высоте $H=1.2$ м, мм	0,05	0,31
Среднее отклонение опоры, приходящееся на 1 ступень замедления, мм	0,025	0,031
Максимальная скорость колебаний опоры, мм/с	0,95	2,6

Результаты проведенных натуральных измерений подтвердили данные численного динамического анализа: установлено, что величина отклонения пропорциональна количеству групп замедлений. При увеличении количества групп замедлений с $N = 2$ до $N = 10$ динамическая нагрузка на опору, обусловленная увеличением скорости колебаний, возрастает в 2,7 раз.

При реализации районирования карьерного поля по критерию максимальных скоростей колебаний грунта у опор ЛЭП, можно выделить основные зоны ведения взрывных работ, которые оказывают влияние на устойчивость опор. Сейсмический эффект от ведения взрывных работ на линейных охраняемый объект, оцениваемый по параметрам его колебаний (величина максимальной скорости колебаний, остаточные деформации и максимальные амплитуды отклонения опоры, раскачка по скорости и т.д.), может быть одинаковым при ведении взрывных работ в различных зонах. Примером служат результаты численного расчета по оценке перемещений верха стойки опоры в системе «массив горных пород – опора ЛЭП» при воздействии идеализированных сейсмограмм с различным количеством групп замедлений, описанные в разделе 3.3.4. (рисунок 3.31) настоящей работы. Таким образом, при ведении взрывных работ в ближней зоне на рассматриваемом карьере карбонатного сырья возможно проектирование массовых взрывов с количеством групп замедлений $N \leq (2 \div 10)$, а с

удалением от линии электропередачи на расстояния свыше 400 м можно переходить к увеличению групп замедлений в массовом взрыве $N = (10 \div 40)$, что будет способствовать увеличению объемов взрываваемой горной массы.

На предприятиях, осуществляющих масштабную добычу сырья, где проектирование массовых взрывов реализуется при количестве групп зарядов $N \geq (50 \div 100)$, динамическая нагрузка на систему «массив горных пород - опора ЛЭП» будет снижаться.

Анализ влияния величины интервала замедления на максимальную амплитуду скорости колебаний опоры при раскачке по результатам численного моделирования показал, что применение короткозамедленного взрывания с интервалами замедлений $\tau_{\text{зам}} \geq 42$ мс является рациональным, поскольку в этом случае сейсмические волны, генерируемые разными степенями замедления, не накладываются друг на друга и величина максимальной амплитуды скорости колебаний опоры снижается в 2,2 раза по сравнению с интервалом замедления $\tau_{\text{зам}} = 25$ мс, а раскачка по скорости снижается в 1,4 раза (рисунок 4.10).

Таким образом, раскачку по скорости опор ЛЭП необходимо учитывать при небольших значениях интервалов замедлений $\tau_{\text{зам}} = (20 \div 30)$ мс по результатам численного моделирования.

Дальнейшая детализация интервалов замедлений при применении электронных систем инициирования в условиях практики ведения взрывных работ на конкретном предприятии позволит реализовать эффективный инструмент управления СВВ на устойчивость опор линий электропередачи, позволяющий снизить максимальную скорость колебаний сооружения и предотвратить раскачку.

Анализ натуральных данных по применению детонаторов с различными номиналами замедлений при реализации порядных и диагональных схем взрывания на Афанаьсевском карьере показал, что применение интервалов замедлений 42 мс и 67 мс при порядных схемах взрывания приводит к тому, что максимальная масса заряда в ступени составляет 300 - 1500 кг, при этом

на расстоянии 400 м до линейного охраняемого объекта формируются сейсмические волны амплитудой $V = (6 \div 10)$ мм/с (таблица 2.14). Применение замедлений 17 мс в ряду способствует снижению максимальной массы заряда в ступени в среднем в 2-3 раза, и, как следствие, формированию более продолжительного сейсмического воздействия на охраняемый объект за счет увеличения количества групп замедлений. Амплитуда скоростей колебаний снижается в 2-3 раза до значений $V = (1,7 \div 5)$ мм/с.

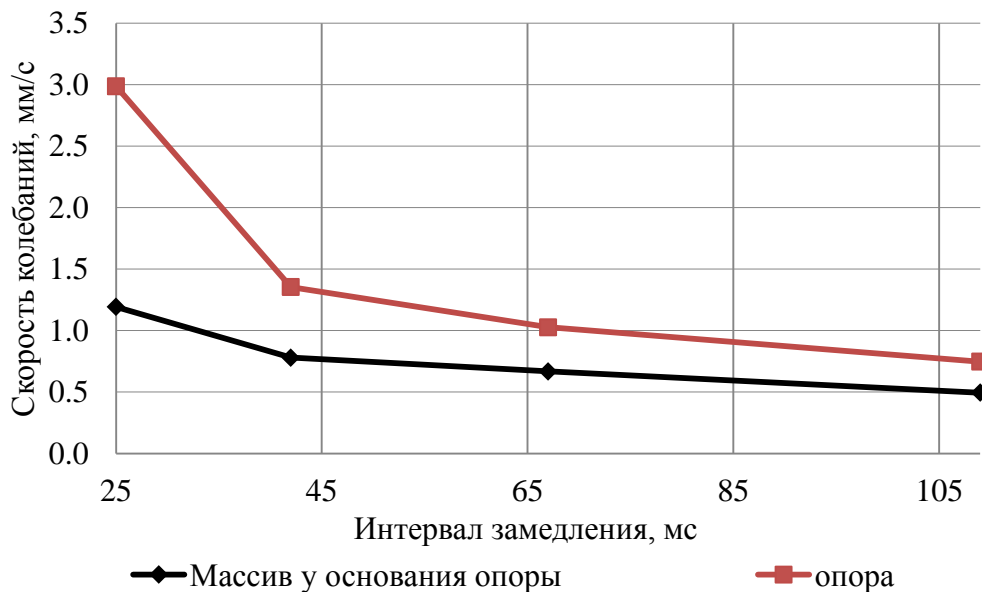


Рисунок 4.10 – Изменение скорости колебаний массива и опоры при воздействии идеализированной сейсмограммы $N=100$ с различными интервалами замедлений

Таким образом, при ведении взрывных работ на эпицентральных расстояниях до опор ЛЭП свыше 400 м возможно применение порядных схем с интервалами замедлений $\tau_{\text{зам}} \geq 42$ мс, однако при приближении фронта взрывных работ рекомендуется переходить на поквэжинное взрывание, реализуемое применением интервалов замедлений в ряду, использованием электронных систем инициирования зарядов.

Сравнение велосиграм колебаний и графиков перемещений опоры при массовых взрывах 26.11.16 и 15.02.16 показало, что применение интервалов замедлений в ряду приводит к увеличению частоты колебаний до 20 Гц (рисунок 4.11).

Массовый взрыв 26.11.16

Массовый взрыв 15.02.16

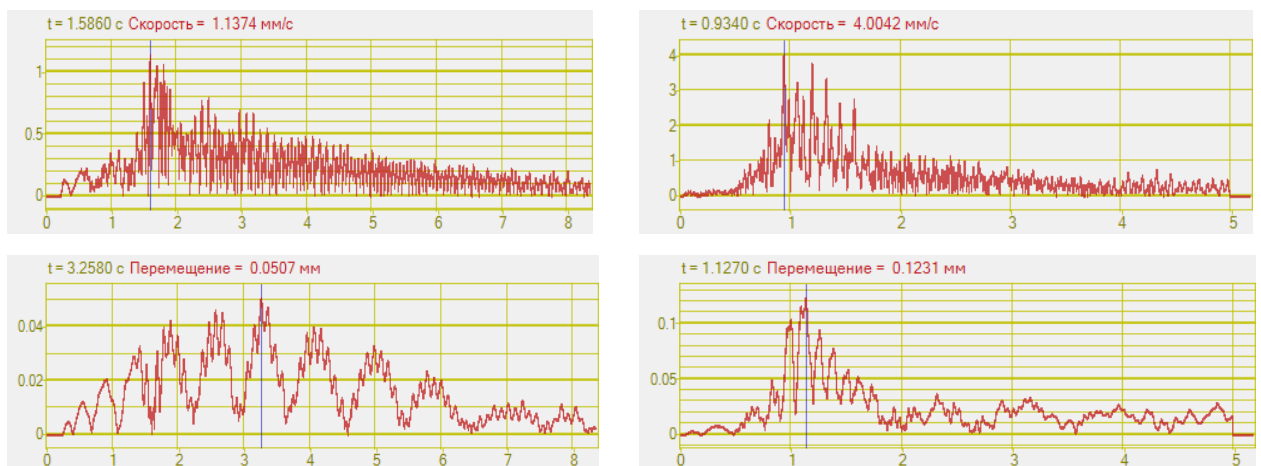


Рисунок 4.11 – Графики скорости колебаний и перемещений опоры ЛЭП

Управление сейсмическим воздействием промышленных взрывов на охраняемые объекты может быть достигнуто управлением параметрами буровзрывных работ и изменением технологических условий ведения взрывных работ (изменение направления инициирования, ориентации взрываемого блока относительно охраняемых объектов) при обеспечении требуемого качества дробления. Выбор элементов управления должен базироваться на детальном анализе динамической реакции линейного охраняемого объекта на действие сейсмических сил от массовых взрывов.

На Афанасьевском месторождении карбонатного сырья распределительная линия электропередачи ВЛ-110 частично проходит внутри границ горного отвода, приближается к границам карьера и расположена в направлении перемещения фронта горных работ.

Условия максимального извлечения запасов полезного ископаемого при существующем и перспективном горном отводе, а также мероприятия по развитию сырьевой базы предполагают освоение 186 га земель, на части из которых проходит существующая трасса линий электропередачи (рисунок 4.12). Разработанная методика позволяет выявить элементы управления параметрами буровзрывных работ при проектировании массового взрыва, которые дают возможность прогнозировать устойчивость опор линий электропередачи за счет учета накопления остаточных

2. Расчетное обоснование в рамках предложенного методического подхода сводится к решению задач по прогнозированию процесса накопления остаточных деформаций опорами линий электропередачи при каждом массовом взрыве с учетом параметров буровзрывных работ: величины интервала замедления, количества групп замедлений, схемы коммутации зарядов при ведении взрывных работ в различных зонах относительно охраняемого объекта.

3. По результатам исследования динамической реакции стальной свободностоящей решетчатой опоры башенного типа 1П110-6 в системе «массив горных пород – опора ЛЭП» при воздействии идеализированных сейсмограмм выявлено, что по величинам максимальных амплитуд отклонений верха стойки и остаточных деформаций реакция стальной опоры практически идентична реакции железобетонной. При этом колебания стальной опоры пространственной решетчатой конструкции характеризуются быстрым затуханием и меньшими амплитудами раскачки по сравнению с железобетонной опорой стержневого типа.

4. Выявлено, что колебания стальной свободностоящей решетчатой опоры башенного типа от действия сейсмозрывных нагрузок интенсивностью от 7,5 мм/с способствует потере местной устойчивости стержневых уголкового элементов системы решетки в узле сопряжения наклонных и вертикальных поясов, что может привести к разрушению конструкции по второй группе предельных состояний.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Настоящая диссертационная работа является законченной научно-квалификационной работой, в которой представлено решение актуальной научно-технической задачи по управлению сейсмическим воздействием промышленных взрывов на опоры линий электропередачи.

Основные научные и практические результаты:

1. Рассмотрено состояние вопроса оценки СВВ на охраняемые объекты различных типов. Установлено, что на современном этапе отсутствует обоснованная методика, позволяющая прогнозировать устойчивость опор линий электропередачи, закрепленных в массиве горных пород при СВВ, а также обоснованно подходить к выбору параметров буровзрывных работ, позволяющих управлять СВВ на устойчивость линейных охраняемых объектов.

2. Установлено, что определяющими факторами, влияющими на динамическую реакцию системы «массив горных пород – опора ЛЭП» при СВВ являются: деформационные характеристики горных пород в основании опор, количество групп замедлений массового взрыва, амплитуда сейсмозрывной волны при суперпозиции волн различных групп замедлений, величина интервала замедления.

3. По результатам численных расчетов установлено, что средняя частота и скорость вынужденных колебаний опоры в системе «массив горных пород – опора ЛЭП» зависят от величины модуля деформации массива в основании. При закреплении опоры ЛЭП в массиве с малыми значениями модуля деформации $E \leq 5$ МПа увеличение средней частоты и скорости колебаний опоры наиболее выражено.

4. По результатам натурных исследований и численного моделирования выявлено, что величина остаточных деформаций опоры в системе «массив горных пород – опора ЛЭП» линейно пропорциональна количеству групп замедлений массового взрыва.

5. Установлено, что при количестве групп замедлений в массовом взрыве $N = (10 \div 20)$ и интервале замедления $\tau_{\text{зам}} \geq 25$ мс система «массив горных пород – опора ЛЭП» испытывают наибольшую динамическую нагрузку, увеличение количества групп замедлений приводит к снижению динамической нагрузки на сооружение и массив в его основании.

6. Установлено, что снижение СВВ на опоры линий электропередачи при поскважинном взрывании зарядов в схемах КЗВ обеспечивается за счет выбора интервалов замедлений $\tau_{\text{зам}} \geq 42$ мс, обеспечивающих снижение максимальной амплитуды скорости колебаний опоры в 2,2 раза, раскачки опоры по скорости в 1,4 раза по сравнению с меньшими величинами интервалов замедлений.

7. Разработана методика оценки СВВ на опоры линий электропередачи, позволяющая управлять сейсмическим воздействием взрывов на устойчивость системы «массив горных пород – опора ЛЭП» на основе прогноза накопления остаточных деформаций до критической величины при ведении взрывных работ на карьерах.

8. Проведена апробация разработанной методики оценки СВВ на систему «массив горных пород – опора ЛЭП» применительно к стальной опоре башенного типа. Установлено, что колебания от действия сейсмозрывных нагрузок интенсивностью от 7,5 мм/с приводят к потере местной устойчивости стержневых уголкового элементов системы решетки в узле сопряжения наклонных и вертикальных поясов, что может привести к разрушению по второй группе предельных состояний.

9. Разработаны рекомендации по управлению параметрами буровзрывных работ, позволяющие снизить интенсивность сейсмического воздействия взрывов на опоры линий электропередачи, закрепленные в массиве горных пород, с обеспечением требуемого качества дробления.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Мосинец, В.Н. Дробящее и сейсмическое действие взрыва в горных породах / В.Н. Мосинец. – М.: Недра, 1976. – 271 с.
2. Богацкий, В.Ф. Сейсмическая безопасность при взрывных работах / В.Ф. Богацкий, В.Х. Пергамент. – М.: Недра, 1978. – 128 с.
3. Цейтлин, Я.И. Сейсмические и ударные воздушные волны промышленных взрывов / Я.И. Цейтлин, Н.И. Смолий. – М.: Недра, 1981. – 192 с.
4. Богацкий, В.Ф. Охрана инженерных сооружений и окружающей среды от вредного действия промышленных взрывов / В.Ф. Богацкий, А.Г. Фридман. – М.: Недра, 1982. – 162 с.
5. Адушкин В.В., Спивак А.А. Геомеханика крупномасштабных взрывов. – М.: Недра, 1993. – 319 с.
6. Садовский, М.А. Избранные труды. Геофизика и физика взрыва. – М.: Наука, 2004. – 439 с.
7. Губкин, К. Е. О подобии взрывов // Известия АН СССР, Физика Земли. – 1978. - № 10. – С. 49–60.
8. Гриб, Н.Н. Сейсмическое воздействие массовых взрывов на природно-технические объекты. / Н.Н. Гриб, Г.В. Гриб, А.А. Сясько, А.В. Качаев // Безопасность в техносфере. - 2015. - № 2. – С. 33-39.
9. Парамонов, Г.П. Новый метод оценки предельных значений раскачки зданий при воздействии на них сейсмических и воздушных ударных волн / Г.П. Парамонов, В.А. Артемов, А.Н. Холодилов, Е.Ю. Виновградова // Записки Горного института. – 2005. – Том 166. – С. 156-159.
10. ФНиП в области промышленной безопасности «Правила безопасности при взрывных работах». Приказ Ростехнадзора № 605 от 16.12.13 – 228 с.

11. Руководство по определению радиусов опасных зон сейсмического действия взрывов, проводимых на земной поверхности. Москва. – 2011. – 35 с.
12. Новиньков, А.Г. Статистическое обоснование критерия повреждаемости зданий при сейсмических воздействиях от массовых промышленных взрывов / А.Г. Новиньков, С.И. Протасов, А.С. Гукин // Строительные конструкции. – С. 115-120.
13. Langefors, U. Ground vibrations in blasting / U. Langefors, B. Kihlstrom, H. Westerberg // Water Power. 1958, pp. 335-338.
14. Edwards, A.T. Experimental studies of the effects of blasting on structures / A.T. Edwards, T.D. Northwood // The Engineer. – 1960. – Vol. 210.– pp. 538-546.
15. Duvall, W.I. Review of criteria for estimating damage to residences from blasting vibrations / W.I. Duvall, D.E. Fogelson // Report of investigation (RI 5968). US Department of the Interior. Bureau of Mines. 1962.
16. ГОСТ Р 52892-2007 Вибрация и удар. Вибрация зданий. Измерение вибрации и оценка ее воздействия на конструкцию. Стандартинформ, 2008, С. 11
17. British Standard. Evaluation and measurement for vibration in buildings // BS 7385-2:1993
18. DIN 4150-3. Structural vibration. Part 3: Effects of vibrations on structures. 1999. – 11 p.
19. OSM Blasting Performance Standards. 30 Code of Federal Regulations. Sec. 816.67. Use of Explosives: Control of adverse effects.
20. СП 14.13330.2014 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – М.: Министерство регионального развития РФ, 2014 – С. 125.
21. Комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации - ОСР-97.

22. Рубцов, С. К. Сравнительный анализ применения неэлектрических систем инициирования на горнодобывающих предприятиях / С.К. Рубцов, В.П. Ершов, Е.Ю. Сидоров // Горный вестник Узбекистана. – 2005. - № 2. С. 61–65.
23. Сысоев, А.А. Анализ систем инициирования скважинных зарядов на карьерах. Известия вузов. Горный журнал. – 2016. - №4. – С. 60-67.
24. Гриб, Г.В. Зависимость сейсмического действия взрыва в массиве горных пород от технологических условий ведения буровзрывных работ / Г.В. Гриб, А.Ю. Пазынич, Н.Н. Гриб, Е.Е. Петров // Известия Самарского научного центра Российской академии наук, том 14, №1(8), 2012. С.12-17
25. Кутузов, Б.Н. Обеспечение сейсмобезопасности взрывов при неэлектрическом инициировании зарядов / Б.Н. Кутузов, В.К. Совмен, Б.В. Эквист // Горный журнал. – 2004. № 2. С. 41–43.
26. Машуков, И.В. Расчет безопасных расстояний по сейсмическому воздействию массовых взрывов для зданий и сооружений с учетом схемы взрывания скважинных зарядов / И.В. Машуков, В.П. Доманов, А.Г. Серг, Д.А. Егоров // Вестник. Научно-технический журнал. – 2013. – №1. – С. 16-22.
27. Дзагоев, Л.М. Действие волн напряжений в породах с наличием контурной щели / Л.М. Дзагоев, В.В. Агаев, В.Н. Пустобриков, А.В. Тимченко // Известия вузов. Северо-Кавказский регион. Технические науки. – 2017. - №2. – С. 35-40.
28. Камянский, В.Н. Оценка сейсмозрывных нагрузок на законтурный массив при разделке отрезной щели. // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2018. - №7.– С. 181-188.
29. Орехов, В.В. Некоторые аспекты изучения применения траншейных барьеров для уменьшения энергии поверхностных волн в грунте В.В. Орехов, Х. Негахдар. // Вестник МГСУ. – 2013. - №3. – С. 98-112.

30. Ищенко, Б.С. Экранирование волн напряжений от действия взрыва заряда взрывчатого вещества слоем закладочного материала / Б.С. Ищенко, А.К. Ищенко, К.С. Ищенко // Сучасні ресурсоенергозберігаючі технології гірничного виробництва, випуск 2 (16) – 2015. – С. 19-31.

31. Venkatesh, H.S. Reduction of blast induced ground vibrations with open trenches in surface mines / H.S. Venkatesh, R. VenugopalaRao // the 12th international conference of international association for computer methods and advances in geomechanics. 2008. – P. 4132-4139.

32. Younesian, D. Performance analysis of multiple trenches in train-induced wave mitigation / D. Younesian, M. Sardi // Journal of low frequency noise, vibration and active control, Vol. 33 (1), 2014. – P. 47-64.

33. Firat, S. Field experiments on wave propagation and vibration isolation by using wave barriers / S. Firat, E. Celebi, G. Beyhan, I. Cankaya, O. Kirtel, I. Vural // INTECH Wave propagation in materials for modern applications. 2010. - P. 509-526.

34. Yamaguchi, T. Study on the propagation of blast-induced ground vibrations and its control measure in open pit mine / T. Yamaguchi, T. Sasaoka, H. Shimada, A. Hamanaka, K. Matsui, S. Wahyudi, H. Tanaka, S. Kubota // Mine planning and Equipment selection, 2014. – P. 979-986.

35. Adam, M. Reduction of train-induced building vibrations by using open and filled trenches / M. Adam, O. von Estorff // Computers and structures, Vol. 83, 2005. – P. 11-24.

36. Kim, D.-S. Propagation and attenuation characteristics of various ground vibrations / D.-S. Kim, J.-S. Lee // Soil dynamics and earthquake engineering, Vol. 19, 2000. – P. 115-126.

37. Rainer Massarsch, K. Vibration isolation using gas-filled cushions / K Rainer Massarsch // Soil dynamics symposium to honor prof. Richard D. Woods. Geo-Frontiers, 2005. – 22 p.

38. Кузнецов, С.В. Сейсмические волны и сейсмические барьеры. // International journal for computation civil and structural engineering №8 (1).2012. – С. 87-95.

39. Докин, В.А. Экран для защиты зданий, сооружений от колебаний основания: авторское свидетельство №1043267 СССР: МПК E02D 27/34/00 / В.А. Докин, Е.А. Докин; заявитель и патентообладатель: Северо-Кавказский государственный институт по проектированию водохозяйственного и мелиоративного строительства «Севкавгипроводхоз». - №3436064/29-33; заявл. 12.05.82; опубл. 23.09.83, - 2 с.: ил.

40. Минасян, А.В. Экран для защиты сооружений от сейсмических воздействий: авторское свидетельство №1423694 СССР: МПК E02D 27/34/00 / А.В. Минасян; заявитель и патентообладатель: Институт геофизики и инженерной сейсмологии АН АрмССР. - №4113484/24-33; заявл.02.09.86; опубл. 15.09.88, - 2 с.: ил.

41. Джантимиров, Х.А. Устройство для защиты зданий и сооружений от вибрации и способ его возведения: патент №2365710 Рос. Федерация: МПК E02D 27/34/00 / Х.А. Джантимиров, М.Л. Холмянский; заявитель и патентообладатель Х.А. Джантимиров, М.Л. Холмянский. - №2008113030/03; заявл. 07.04.2008; опубл. 27.08.2009, - 9 с.:ил.

42. Алешин, А.С. Способ защиты зданий и сооружений от вибраций: патент №2298614 Рос. Федерация: МПК E02D 27/34/00 / А.С.Алешин, В.И.Осипов, С.Д.Филимонов; заявитель и патентообладатель А.С.Алешин, В.И.Осипов, С.Д.Филимонов. - №2006105280/03; заявл. 21.02.2006; опубл. 10.05.2007, - 7 с.: ил.

43. Балбачан, И.П. Способ возведения экрана для защиты объекта от сейсмического воздействия: авторское свидетельство №1754848 СССР: МПК E02D 27/34/00 / И.П. Балбачан; заявитель и патентообладатель: Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт организации, механизации и технической помощи строительству Госстроя СССР. - №4737426/33; заявл. 13.09.89; опубл. 15.08.92, - 2 с.: ил.

44. Гордейчук, Г.А. Устройство для виброакустической изоляции объекта: авторское свидетельство №1675504 СССР: МПК E02D 31/08, 27/44, 27/34/00 / Г.А.Гордейчук, В.М.Лысюк, Л.П.Тимофеев; заявитель и патентообладатель: научно-исследовательский институт автоматизированных систем планирования и управления в строительстве Госстроя УССР. - №4679232/33; заявл. 18.04.89; опубл. 07.09.91, - 3 с.: ил.

45. Малышев, Л.К. Устройство для защиты объекта от сейсмического воздействия: авторское свидетельство №1612060 СССР: МПК E02D 27/34 / Л.К. Малышев, Я.И. Натариус; заявитель и патентообладатель: Всесоюзный проектно-изыскательский и научно-исследовательский институт «Гидропроект» им. С.Я.Жука. - №4455969/23-33; заявл. 06.07.88; опубл. 07.12.90, - 3 с.: ил.

46. Кузнецов, С.В. Сейсмические волны и сейсмические барьеры // Труды IV научно-практического семинара «Надежность и безопасность зданий и сооружений при сейсмических воздействиях». – 2011. – С. 45-52.

47. Чернышев, Ю.Г. Экран для защиты зданий, сооружений от колебаний основания: авторское свидетельство № 626154 СССР: МПК E02D 27/34/00 / Ю.Г. Чернышев, В.С. Соловьев; заявитель и патентообладатель Всесоюзный научно-исследовательский институт транспортного строительства и Новосибирский филиал Всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства. - №2305619/29-33; заявл. 29.12.75; опубл. 30.09.78, - 2 с.: ил.

48. Лаптева, Н.Н. Экран для защиты фундаментов зданий, сооружений от воздействия колебаний: авторское свидетельство №815141 СССР: МПК E02D 27/34/00 /Н.Н. Лаптева; заявитель и патентообладатель Новосибирский филиал Всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства. - №2759927/29-33; заявл. 03.05.79; опубл. 23.03.81, - 2 с.: ил.

49. Полезная модель к патенту № RU176003U1 «Экран для защиты зданий и сооружений от вибраций», авторы: Коршунов Г.И., Афанасьев П.И., Алабьев В.Р., Бульбашева И.А.

50. Betti, M. Time-history seismic analysis of masonry buildings: a comparison between two non-linear modeling approaches / M. Betti, L. Galano, A. Vignoli // Buildings. – 2015. - №5. – P. 597-621.

51. Patil, A.S. Time-history analysis of multistoried RCC buildings for different seismic intensities / A.S. Patil, P.D. Kumbhar // International journal of structural and civil engineering research. – 2013. - №3. - Vol.2. – P. 194-201.

52. Саргсян, А.Е. Динамический анализ сооружения совместно с основанием и оборудованием АЭС / А.Е. Саргсян, З.Н. Осипова, А.С. Гришин // С. 1-10

53. Бирбраер, А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость / А.Н. Бирбраер. СПб.: Наука, 1998. – 255 с.

54. Клаф, Р. Динамика сооружений / Р. Клаф, Дж. Пензиен // М.: Стройиздат. – 1979. – 320 С.

55. Teng, J. Accurate inelastic structural analysis schemes for high-rise structures under earthquake excitations base on ABAQUS platform / J. Teng, Z.H. Li // 15 WCEE. 2012. P. 1-10

56. Белостоцкий, А.М. Разработка верификационного отчета по использованию программного комплекса Abaqus для решения задач строительного профиля. / А.М. Белостоцкий, В.В. Вершинин // научно-технический отчет – Москва.: МГСУ, 2013. – 268 с.

57. Джинчвелашвили, Г.А. Нелинейные динамические методы расчета зданий и сооружений с заданной обеспеченностью сейсмостойкости: автореф. дис. ... док. техн. наук: 05.23.17 / Джинчвелашвили Гурам Автандилович. – М., 2015. – 46 с.

58. Дударева, М.С. Вероятностное моделирование взаимодействия сооружения с основанием при расчете на землетрясение: дис. ... к.т.н.: 05.23.02 / Дударева Марина Сергеевна. – М., 2018. – 177 с.

59. Яковлев, Л.В. Критерии проектирования воздушных линий электропередачи. Стандарт СЕI 60826 / Л.В. Яковлев, Р.С. Каверина // Третья

российская с международным участием научно-практическая конференция, Новосибирск, 2008. С. 7-12

60. Андриевский, В.Н. Эксплуатация воздушных ЛЭП / В.Н. Андриевский, А.Т. Голованов. М.: Энергия. 1976. – 616 с.

61. РД 34.01-23.1-001-2017. Объем и Нормы испытаний электрооборудования" (утв. ПАО «Россети» от 29.05.2017). – 2017. – С. 194.

62. Демин, Ю.В. Обеспечение долговечности электросетевых материалов и конструкций в агрессивных средах / Ю.В. Демин, Р.Ю. Демина, В.П. Горелов; М-во трансп. РФ. Новосиб. гос. акад. вод.трансп. - Новосибирск : Новосиб. гос. акад. вод.трансп., 1998. – С. 209.

63. Соколов, А.Г. Опоры линий передач. Расчет и конструирование. М.: Гос. изд-во лит-ры по стр-ву, арх-ре и стр-ным мат-лам. С. 1961. – 171 С.

64. Крюков, К.П. Конструкции и механический расчет линий электропередачи / К.П. Крюков, Б.П. Новгородцев. Л.: Энергия, Ленингр. отд-ние, 1979, С. 312

65. Фокин, В.А. К вопросу оценки предельно допустимой скорости смещения при взрывных работах вблизи охраняемых зданий и сооружений / В.А. Фокин. // Безопасность труда в промышленности – 2015. – №12. – 62-65 с.

66. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – С. 220.

67. СП 20.13330.2010 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* – М.: ФГУП ЦПП, 2005, С. 44.

68. Фокин, В.А. Оценка сейсмического действия массового взрыва при инициировании скважинных зарядов электронными детонаторами / В.А. Фокин, И.В. Мелик-Гайказов, М.Б. Тогунов, Ю.А. Шитов // Горный журнал. - 2010. - № 7. - С. 65–67.

69. Фокин, В.А. К вопросу эффективности применения электронных детонаторов для снижения сейсмического действия массовых взрывов

скважинных зарядов / В.А. Фокин, М.Б. Тогунов, Ю.А. Шитов // Взрывное дело. – 2011. - № 105-62. – С. 230-238.

70. Костюченко, В.Н. Статистика повреждений зданий при взрывных работах и вопросы сейсмической безопасности / В.Н. Костюченко // Физ.-техн. пробл. разраб. полез.ископаемых. – 1985. - №1. – С. 67-73.

71. Пергамент, В.Х. Интенсивность по сейсмической шкале, скорость колебаний и эквивалентные приведенные расстояния при взрывах / В.Х. Пергамент, Ю.Е. Овчаров, Е.В. Гончаров // Записки Горного института. – 2001. – Т. 148. – №2. – С. 84-90.

72. Медведев, С.В. Использование скоростей колебаний грунта для определения интенсивности землетрясений / С.В. Медведев, И.Л. Нерсесов, И.А. Ершов // Вопросы инженерной сейсмологии. М.: Наука. – 1978. – Вып. 16.

73. Садовский, М.А. Оценка сейсмически опасных зон при взрывах // Труды Сейсмологического института АН СССР. – 1974. – Т.25. - №25. – С. 11.

74. Садовский, М.А. Сейсмический эффект взрывов. М.: Гостоптехиздат. – 1939. С.12.

75. Сейсмическая шкала и методы измерения сейсмической интенсивности // Под ред. А.Т.Назарова и Н.В.Шебалина. М.: Наука. – 1975.

76. Siskind, D.E., Surface mine blasting near pressurized transmission pipelines // D.E. Siskind, M.S. Stagg, J.E. Wiegand // report of investigation 9523. Bureau of Mines, 1995. – P. 1 - 43.

77. Коршунов Г.И. Сравнительный анализ методик по сейсмической безопасности охраняемых объектов (опоры ЛЭП) / Г.И. Коршунов, И.А. Бульбашева, П.И. Афанасьев // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2017. – № S5-2. – С. 80-88.

78. Барштейн, М.Ф. Динамический расчет зданий и сооружений. / В.А. Ильичев, Б.Г. Коренев и др. Под.ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1984. – С. 303

79. Руководство по проектированию опор и фундаментов линий электропередачи и распределительных устройств подстанций напряжением выше 1 кВ. Раздел Б. Основания // М.: Энергосетьпроект, 1976. – 139 с.

80. Коршунов, Г.И. Исследование сейсмического воздействия на линии электропередач при ведении взрывных работ / Г.И. Коршунов, И.А. Бульбашева, П.И. Афанасьев // Безопасность труда в промышленности. – 2016. – №4. – С. 39-43.

81. Ганопольский, М.И. Результаты экспериментальных исследований ударных воздушных волн при взрывах на земной поверхности // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2011. - № 5. – 38 с.

82. Коротков, П.Ф. Об ударных волнах на значительном расстоянии от места взрыва // Изв. АН СССР, ОНТ, 1958. — №3. — С. 165—168.

83. Ганопольский, М.И. Результаты экспериментальных исследований ударно-воздушных волн при взрывах на земной поверхности // Отдельные статьи Горного информационно-аналитического бюллетеня. – 2011. - №5. – 38 с.

84. Ганопольский, М.И. Ударные воздушные волны при короткозамедленном взрывании на открытых горных работах / М.И. Ганопольский, Н.И. Смолий // ФТПРПИ. – 1985. - №6. – С. 46-51.

85. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83), Москва, СТРОИЗДАТ, 1986.

86. ГОСТ 12248-2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. М.: МНТКС, 2011. 83 с.

87. СП 76.13330.2016 «СНиП 3.05.06-85 Электротехнические устройства», Москва, - 2016. – 82 с.

88. Иванов, В.А. Технический отчет с рекомендациями по сейсмобезопасным методам ведения взрывных работ на Афанасьевском карьере цементного сырья ОАО «Лафарж Цемент» в отношении охраняемых

объектов – строений в д. Малышево, д. Мячково, СТ Дружба, СТ Суханово / В.А. Иванов, В.И. Куликов, А.И. Гончаров / Москва. – 2011. – С. 55.

89. Иванов, В.А. Технический отчет по сейсмобезопасным методам ведения взрывных работ с применением эмульсионных взрывчатых веществ на Афанасьевском карьере цементного сырья ОАО «Лафарж Цемент» / В.А. Иванов, В.И. Куликов, А.И. Гончаров // Москва. – 2012. – С. 40.

90. Сорочан, Е.А. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Е.А. Сорочан, Ю.Г. Трофименков – Справочник проектировщика. М.: Стройиздат, 1985. – С. 480.

91. Cheng, F.Y. Computational mechanics in structural engineering. Recent developments / F.Y. Cheng, Y. Gu // Elsevier Science. – 1999. – P. 392.

92. Sun, J.S. Comparison of implicit and explicit finite element methods for dynamic problems / J.S. Sun, K.H. Lee, H.P. Lee // Journal of materials processing technology. – 2000. - № 105 – P. 110-118.

93. ABAQUS User's examples and theory manual. Version 6.1 // Hibbit, Karlsson and Sorensen Inc., 1998. P. 283.

94. Rebelo, N. Comparison of implicit and explicit finite element methods in the simulation of metal forming processes / N. Rebelo, J.C. Nagtegaal, L.M. Taylor // Numerical methods in industrial forming processes. – 1992. – P. 99-108.

95. Hibbit, Karlsson and Sorensen Inc. Application of implicit and explicit finite element techniques to metal forming // J.Mater. Process. Technol. – 1994. - № 45. – P. 649-656.

96. Zhong, Z.H. Finite element procedures for contact – impact problems // Oxford university press. New York. 1993.

97. Моховиков, Е.С. Анализ влияния лежней на перемещения и несущую способность горизонтально нагруженных опор ЛЭП и контактной сети по данным экспериментально-теоретических исследований / Е.С. Моховиков, А.С. Буслов // Вестник МГСУ. – 2016. - №10. – С. 58-68.

98. Bulbasheva I.A. Investigation of seismic impact of blasting operations in Afanasyevsky open-cast of cement raw materials / I.A. Bulbasheva, P.I. Afanasev // Scientific reports on resource issues. Freiberg. – 2016. – Vol. 1. – P. 172-177.

99. Korshunov, G.I. Survey of seismic conditions of drilling and blasting operations near overhead electricity power lines [Электронный ресурс] / G.I. Korshunov, P.I. Afanasev, I.A. Bulbasheva // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. Innovations and Prospects of Development of Mining Machinery and Electrical Engineering - Mining and Exploration of Mineral Resources. – 2017. – Vol. 87 – Режим доступа: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1755-1315/87/5/052012>

100. Dai, K. Recent developments in transmission pole dynamic analysis and design // K. Dai., S.-E. Chen // Transmission lines: theory, types and applications. Nova Science Publishers. – 2010. – 34 p.

101. Chen, S. Modal behavior of spun-cast pre-stressed concrete pole structures // S. Chen, C. Ong, K. Antonsson, Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan Boca Raton. CRC Press, 2000. - C.45.

102. Dai, K. Field testing of directly embedded poles / K. Dai, S. Chen // Experimental Techniques. - 2011. –P. 14-23.

103. Lu, M.L. A semi-empirical model for the overturning capacity of directly embedded foundations/M.L. Lu // IEEE materials. – 2016. – P. 1-5

104. Battista, C.R. Dynamic behavior and stability of transmission line towers under wind forces / C.R. Battista, S.R. Rodrigues, S.M. Pfeil // Journal of wind engineering and industrial aerodynamics. – 2003. - № 91. – P. 1052-1067

105. Dai, K. Dynamic performance of transmission poles structures under blasting induced ground vibration // Thesis. – 2009. – 220 p.

106. Kumar, G.N. Dynamic analysis of electric pole using GFRP material / G.N. Kumar, S.V. Krishna, M.V. Kumar // International journal of science technology and management. – 2015. - № 4. – Special issue №1. – P. 267-278.

107. Kaminski, J. Dynamic analysis due to cable rupture of a transmission line tower for large river crossing in Brazil considering the soil-structure

interaction / J. Kaminski, L.F. Miguel, J.D. Riera, R.C. Menezes, L.F.F. Miguel // Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EUROODYN 2014. – 2014. – P. 3715-3722.

108. Alminhana, F. Dynamic Analysis of a Transmission Line Section Subject to Combined Conductor Breakage and Wind Loads / F. Alimhana, F. Albermani, M. Mason // 17th Australasian Wind Engineering Society (AWES) Workshop. Wellington, New Zealand. – 2015.

109. Chen, B. Dynamic Responses and Vibration Control of the Transmission Tower-Line System: A State-of-the-Art Review / B. Chen, W. Guo, P. Li, W. Xie // Scientific World Journal. – 2014. – Vol. 2014. - P. 1-20.

110. Karthik, S. Static and Dynamic Analysis of Transmission Line Towers under Seismic Loads / S. Karthik, G.V. Sowjanya // International Journal of Engineering Research & Technology. – 2015. – Vol.4. – Issue 8. – P. 29-33.

111. Liu, G. A non-reflecting boundary for analyzing wave propagation using the finite-element method / G. Liu, J.S. Quek // Finite elements in analysis and design. – 2003. – Vol. 39. – P. 403-417.

112. Givoli, D. Non-reflecting boundary conditions for elastic waves / D. Givoli, J.B. Keller // Wave motion. – 2004. – Vol. 39. – P. 319-326.

113. Chowdhury, I. Computation of Rayleigh damping coefficients for large systems / I. Chowdhury, S.P. Dasgupta // Structural dynamics. – 2003. – 13 p.

114. Wilson, E.L. Evaluation of orthogonal damping matrix / E.L. Wilson, J. Penzien // International journal of numerical methods in engineering. – 1972. – Vol.4 – P. 5-10.

115. Правила устройства электроустановок ПУЭ. – 7-е изд. – М.: Изд-во НЦ ЭНАС, 2003.

116. Цейтлин, Я.И. Энергетический критерий и расчет опасности действия взрывных волн / Я.И. Цейтлин, Р.А. Гильманов // Монтажные и специальные строительные работы. – Серия V. – Строительные работы. - Научн.-техн. реф. сборник ЦБНТИ Минмонтажспецстроя СССР. – 1982. – Вып.7. – С. 12-17.

117. Алешин Л.П. Сейсмическое воздействие взрывов на железобетонный надшахтный копер / Л.П. Алешин, Р.А. Гильманов, Я.И. Цейтлин // Минмонтажспецстрой СССР. Специальные строительные работы. – 1977. - Серия 5. - С. 19-21.

118. Карасев, Е.А. Расчет напряженного состояния блочной обделки перегонного тоннеля, разжатой на породу // Записки Горного института. – 2010. - Т.188. – С.133-137.

119. Бульбашев, А.А. Обоснование технологии круглогодичного производства взрывных работ при селективной добыче карбонатных пород на примере Афанасьевского месторождения: дис. ...к.т.н.: 25.00.20 / Бульбашев Андрей Александрович. – СПб., 2012. – 139 с.

120. Куликов, В.И. Сейсмическое действие Камбаратинского взрыва / В.И. Куликов, М.Б. Эткин, М.П. Камчыбеков // Динамические процессы в геосферах. – 2013. - №4. – С. 126-137.

121. Korshunov, G.I. On stability loss evaluation of transmission free-standing concrete poles / I.A. Bulbasheva, G.I. Korshunov // Topical Issues of Rational Use of Natural Resources. Taylor & Francis Group, London. – 2018. – P. 67-75.

122. Адушкин, А.В. Геодинамический мониторинг при разработке угольного месторождения воркутинской мульды / А.В. Адушкин, Л.И. Беляева, А.И. Гончаров, В.И. Куликов // ГИАБ – 2009. - №3. – С.150-160.

123. Коршунов, Г.И. Исследование характера колебаний и оценка устойчивости опор ЛЭП 110 кВ с учетом фактических характеристик грунта основания при сейсмозрывном воздействии /Г.И. Коршунов, П.И. Афанасьев, И.А. Бульбашева // Взрывное дело. – 2017. – №118-75. – С. 197-226.

124. Фадеев, А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А.Б. Фадеев. – М.: Недра, 1987. – 221 с.

125. Волик, Д.В. Особенности верификации математических моделей грунтов с экспериментальными данными в программном комплексе SimulaAbaqus / Д.В. Волик // Труды международной научно-практической конференции «Инженерные системы - 2011», 2011. – С. 39-42.

126. Гильманов, Р.А. Численный анализ динамической реакции железобетонной опоры ЛЭП на действие сейсмозрывных нагрузок / Р.А. Гильманов, Г.И. Коршунов, Н.А. Беляков, И.А. Бульбашева // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2019. – № 4 (специальный выпуск 5) – С. 3-15.

127. Куликов, В.И. Сейсмическое и акустическое действия взрывных работ Мосметростроя / А.Ю. Дмитриев, В.Н. Ворошин, А.И. Гончаров, В.И. Куликов // Технология и безопасность взрывных работ: материалы научно-технических семинаров. Екатеринбург: ИДГ УрО РАН, 2013. – С. 132-148

128. Миронов, П.С. Взрывы и сейсmobезопасность сооружений / П.С. Миронов. М.: Недра, 1973. - 168 с.

129. Костин, В.Н. Системы электроснабжения. Конструкции и механический расчет / В.Н. Костин // СПб.: СЗТУ. – 93 С.

130. Ивановский, А.А. Оценка воздействия сейсмозрывных волн на здания и сооружения с помощью данных о концентрации напряжений в очагах разрушения конструкций / А.А. Ивановский. // Материалы уральской горнопромышленной декады – 2004. – 165-169 с.

131. Бидерман, В.Л. Теория механических колебаний: учебник для вузов/ В.Л. Бидерман. М.: Высш. Школа. 1980. – 408 с.

132. Чернуха, Н.А. Особенности расчета сооружений на взрывные воздействия в среде SCAD / Н.А. Чернуха. // Инженерно-строительный журнал -2014. - №1. – 12-22 с.

133. Грунтоведение / Под ред. В.Т. Трофимова. М.: Наука, МГУ, 2005. 1023 с.

134. Китов, И.О. Сейсмические и акустические эффекты взрыва в геофизической среде: Дис. д-ра физ.-тех.наук. М.: Наука, 1972. – 250 с.
135. Виноградов, Д.Е. Закрепление опор линий электропередачи 35 – 750 кВ / Д.Е. Виноградов. – М.: Энергия, 1977. С. 88.
136. Оника, С.Г. Современное состояние методов прогноза сейсмичности взрывов на открытых разработках. // С.Г. Оника, В.С. Войтенко, Ф.Г. Халявкин // Горная механика и машиностроение – 2012. - №1. – 28-33 с.
137. Cui, J. The application of ABAQUS in seismic analysis of connected structures / J. Cui, Li C., D An. // SINULA Customer Conference. – 2010. – P. 1-15.
138. Hensley, G.M. Finite Element Analysis of the Seismic Behavior of Guyed Masts // Thesis. – 2005. – P. 118.
139. Nielsen, A.H. Absorbing boundary conditions for seismic analysis in Abaqus // ABAQUS User's Conference. – 2006. – P. 359-376.
140. Randall, C.J. Absorbing boundary conditions for the elastic wave equation. - Geophysics. – 1988. – Vol. 53. - No. 5. - P. 611 – 624.
141. Cohen, M. Silent boundary methods for transient analysis / M. Cohen, P.C. Jennings // Computational Methods for Transient Analysis. - Elsevier Science. - 1983.
142. Guddati, M.N. Continued-fraction absorbing boundary conditions for the wave equation // Journal of Computational Acoustics. – 2000. – Vol. 8. - No 1. - 139 – 156 pp.
143. Алехин, А.Н. Краткая характеристика моделей грунта /А.Н. Алехин // Академический вестник УРАЛНИИПРОЕКТ РААСН, выпуск 1, 2011. – С. 75-79.
144. Korshunov, G.I. Evaluation of stability of electric transmission concrete poles under the influence of blast-induced ground vibrations on the basis of numerical modeling [Электронный ресурс] / G.I. Korshunov, P.I. Afanasev, I.A. Bulbasheva // IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. International science and technology conference "Earth science". – 2019. –

Vol. 272 – Режим доступа: <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1755-1315/272/2/022190>

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Таблица А1 – Расчет моментов инициирования зарядов согласно схеме коммутации массового взрыва 18.12.2014

Номер ступени	Момент инициирования скважин, рассчитанный по схеме коммутации, мс	Номера одновременно взрываемых скважин	Суммарная масса ВВ в ступени, кг	Фактический интервал замедления между ступенями, мс
1	0	2	21	0
2	17	1	21	17
3	42	7	21	25
4	59	6 и 8	42	17
5	76	9	21	17
6	84	18	21	8
7	93	10	21	9
8	101	17 и 19	42	8
9	110	3 и 11	42	9
10	118	16 и 20	42	8
11	126	29	21	8
12	127	4 и 12	42	1
13	135	5 и 15 и 21	63	8
14	143	28 и 30	42	8
15	144	13	21	1
16	152	14 и 22	42	8
17	160	27 и 31	42	8
18	168	40	21	8
19	169	23	21	1
20	177	26 и 32	42	8
21	185	39 и 41	42	8
22	186	24	21	1
23	194	25 и 33	42	8

24	202	38 и 42	42	8
25	210	51	21	8
26	211	34	21	1
27	219	37 и 43	42	8
28	227	50 и 52	42	8
29	228	35	21	1
30	236	36 и 44	42	8
31	244	49 и 53	42	8
32	252	62	21	8
33	253	45	21	1
34	261	48 и 54	42	8
35	269	61 и 63	42	8
36	270	46	21	1
37	278	47 и 55	42	8
38	286	60 и 64	42	8
39	294	73	21	8
40	295	56	21	1
41	303	59 и 65	42	8
42	311	72 и 74	42	8
43	312	57	21	1
44	320	58 и 66	42	8
45	328	71 и 75	42	8
46	336	84	21	8
47	337	67	21	1
48	345	70 и 76	42	8
49	353	83 и 85	42	8
50	354	68	21	1
51	362	69 и 77	42	8
52	370	82 и 86	42	8

53	378	95	21	8
54	379	78	21	1
55	387	81 и 87	42	8
56	395	94 и 96	42	8
57	396	79	21	1
58	404	80 и 88	42	8
59	412	93 и 97	42	8
60	420	105	21	8
61	421	89	21	1
62	429	92 и 98	42	8
63	437	104 и 106	42	8
64	438	90	21	1
65	446	91 и 99	42	8
66	454	103 и 107	42	8
67	463	100	21	9
68	471	102 и 108	42	8
69	488	101 и 109	42	17
70	505	110	21	17

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Расчет опоры ПБ-110-8 по прочности и по деформациям

Расчетные климатические условия: II ветровой район (скорость ветра повторяемостью 1 раз в 10 лет составляет 29 м/с (500 Па)), пролет между опорами $l=200$ м, высота опоры до нижней траверсы 14,5 м.

Расчетные нагрузки на опору от проводов и троса принимались для условий нормального режима эксплуатации (ветровая нагрузка без гололеда) в соответствии с ПУЭ-7(таблица Б1). Расчетная схема приведена на рисунке Б1.

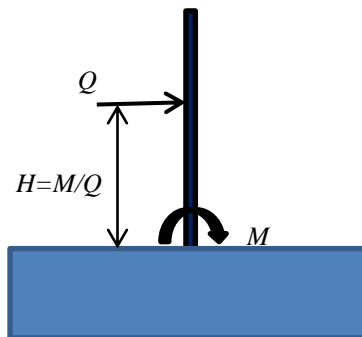


Рисунок Б1 – Расчетная схема

Таблица Б1 – Расчетные нагрузки на опору

№	Вид нагрузки	Обозначение	Значение
1	Вес провода (марка АС 150/24), кг	G_P	110
2	Вес гирлянды, кг	G_{IZ}	35
3	Вес троса (марка ТК-50), кг	G_T	83,5
4	Ветровая нагрузка на провод, Н	P_W	1045
5	Ветровая нагрузка на трос, Н	P_{WT}	705,1
6	Ветровая нагрузка на гирлянду изоляторов, Н	P_{IZ}	204,8
7	Средняя ветровая нагрузка на погонный метр стойки, Н/м	P_{POG}	528

Расчет моментов от горизонтальных сил:

$$M = M_G + M_E, \quad (Б1)$$

где M – суммарный момент от нагрузок на опору; M_G – изгибающий момент в опорном сечении от горизонтальных нагрузок; M_E – момент от действия

вертикальных нагрузок (при наличии нечетного количества проводов и т.д.).

Момент, рассчитанный по формуле (Б1) равен:

$$M = (P_W + P_{LZ}) \cdot 2 \cdot 14,5 + (P_W + P_{LZ}) \cdot 2 \cdot 17,5 + (P_W + P_{LZ}) \cdot 2 \cdot 20,5 + P_{WT} \cdot 24,5 + 0,5 \cdot P_{POG} \cdot 22,6^2 = 283,41(\text{кНм})$$

Равнодействующая горизонтальных сил:

$$Q = \sum_1^N P_W + \sum_1^M P_{WT} + P_{POG} \cdot h, \quad (\text{Б2})$$

где P_W – давление ветра на провода; P_{WT} – давление ветра на трос; P_{POG} – погонная нагрузка от ветра на ствол опоры (равномерно распределенная по высоте). Равнодействующая горизонтальных сил по формуле (Б2) равна:

$$Q = 6 \cdot (P_W + P_{LZ}) + P_{WT} + P_{POG} \cdot 22,6 = 20,1(\text{кН})$$

Высота приложения равнодействующей горизонтальных сил:

$$H = M / Q = 283,41 / 20,1 = 14,07(\text{м}) \quad (\text{Б3})$$

Расчетные характеристики суглинка представлены в таблице Б2.

Таблица Б2 – Расчетные характеристики основания (суглинок)

Параметр	Нормативные характеристики основания	Коэффициент безопасности по грунту, k_g	Расчетные характеристики основания
Угол внутреннего трения, градусы	23,4	1,1	21,27
Сцепление, Па	16000	2,4	6667

Физические параметры для расчета и безразмерные величины приведены в таблицах Б3 и Б4.

Пассивное сопротивление от внутреннего трения $m = \gamma \cdot tg^2(45 + \varphi/2)$

Пассивное сопротивление от сцепления $m_c = 2c \cdot tg^2(45 + \varphi/2)$

Пассивное сопротивление стойки $U = mbh^2 / 2$

Расчетная ширина стойки $b = b_0 k_{од}$, $b_0 = 0,650(\text{м})$

Коэффициент одиночности (учитывает силы трения по боковой

поверхности призмы выпирания):

$$k_{од} = 1 + c_{од} \frac{h}{b_0}; \quad c_{од} = \frac{2}{3} \cdot \frac{tg \frac{\psi}{5}}{tg(45 - \psi/2)}$$

Таблица Б3 – Физические параметры для расчета

Параметр	Значение
Пассивное сопротивление от внутреннего трения, к Н/м ³	40,6
Пассивное сопротивление от сцепления, кН/м ²	19,5
Пассивное сопротивление стойки, кН	211,2
Расчетная ширина стойки, м	0,954
Коэффициент одиночности	1,468
$C_{ОД}$	0,092

Таблица Б4 – Безразмерные параметры

Параметр	Значение	Параметр	Значение
$\omega = 1 - 0,03 \cdot c$	0,98	$\lambda_d = \frac{(b_0/2 + \alpha)}{h} f$	0,038
$\alpha = H/h$	4,27	$\lambda_{d1} = \frac{(b_0/2 + \alpha_1)}{h} f$	0,038
$\eta = m_c/mh$	0,145	$f_N = fN/U$	0,183
$f_d = fb_0/2h$	0,038	$\varepsilon = A/U$	0
		$\varepsilon_1 = A_1/U$	0

A, A_1 – давление грунта на верхний и нижний ригеля

Предельная горизонтальная сила (при условии безригельного закрепления), приложенная на высоте H от поверхности:

$$Q_{II} = \frac{U\omega}{\alpha + \theta} \left\{ \frac{1}{3} [(3\eta + \theta)\theta^2 + (3\eta + \theta + 2)(1 - \theta)^2] + (2\eta + 1)f_d + \frac{A}{U} \left(\theta - \frac{y_p}{h} + \lambda_d \right) + \right. \\ \left. + \frac{A_1}{U} \left(1 - \theta - \frac{y_{p1}}{h} + \lambda_{d1} \right) + f_N (1 - \theta) \right\}, \quad (Б4)$$

где θ – относительная глубина центра поворота стойки в грунте, определяемая как

$$\theta = -\frac{B}{2} + \sqrt{\left(\frac{B}{2}\right)^2 - C} \quad (Б5)$$

$$B = \frac{3\alpha\eta - 0,5625}{\frac{3}{2}(\alpha + \eta) + 1,5} \quad (\text{Б6})$$

$$C = \left\{ \left\{ -\frac{1}{4} \left[(2\eta + 1)(3\alpha + 3f_d + 2) - \eta \right] - 3 \left[\varepsilon \left(\alpha + \frac{y_p}{h} - \lambda_d \right) - \varepsilon_1 \left(\alpha - \frac{y_{p1}}{h} + \lambda_{d1} + 1 \right) \right] + \right. \right. \\ \left. \left. + 3f_N(1 + \alpha) \right\} + 0,03125 \right\} \times \left[\frac{3}{2}(\alpha + h) + 1,5 \right]^{-1} \quad (\text{Б7})$$

Значения параметров θ , B и C приведены в таблице Б5.

Таблица Б5 – Значения параметров

Параметр	Значение
θ	0,5772
B	0,1601
C	-0,4256

Таким образом, предельная горизонтальная сила, рассчитанная по формуле (Б4), равна $Q_{II} = 17,87(\text{кН})$

Условие расчета закрепления стойки по первой группе предельных состояний:

$$Q^P \leq \frac{1}{k_H} m_3 Q_{II}, \quad (\text{Б9})$$

где m_3 – коэффициент условий работы закрепления ($m_3 = 1,25$); k_H – коэффициент надежности ($k_H = 1$).

$20,14\text{кН} \leq 22,34\text{кН}$, (условие по прочности выполняется).

Условие закрепления стойки по второй группе предельных состояний (по деформациям):

$$\beta_0 \leq \beta^H, \quad (\text{Б10})$$

где β^H – нормативный угол отклонения опоры в заделке;

$$\beta_0 = \frac{3Q}{4Eh^2} (6\alpha + 3)v, \quad (\text{Б11})$$

где v – безразмерный коэффициент, зависящий от соотношения диаметра и высоты стойки в пределах закрепления;

$$\beta_0 = \frac{3 \cdot 20100}{(4 \cdot 16000000 \cdot 3,3^2)} (6 \cdot 4,27 + 3) \cdot 4 = 0,0099 \leq 0,01$$

Условие закрепления стойки по деформациям выполнено.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Расчетные идеализированные сейсмограммы для диапазона скоростей $V_0 \geq 30$ мм/с в ближней зоне ведения взрывных работ

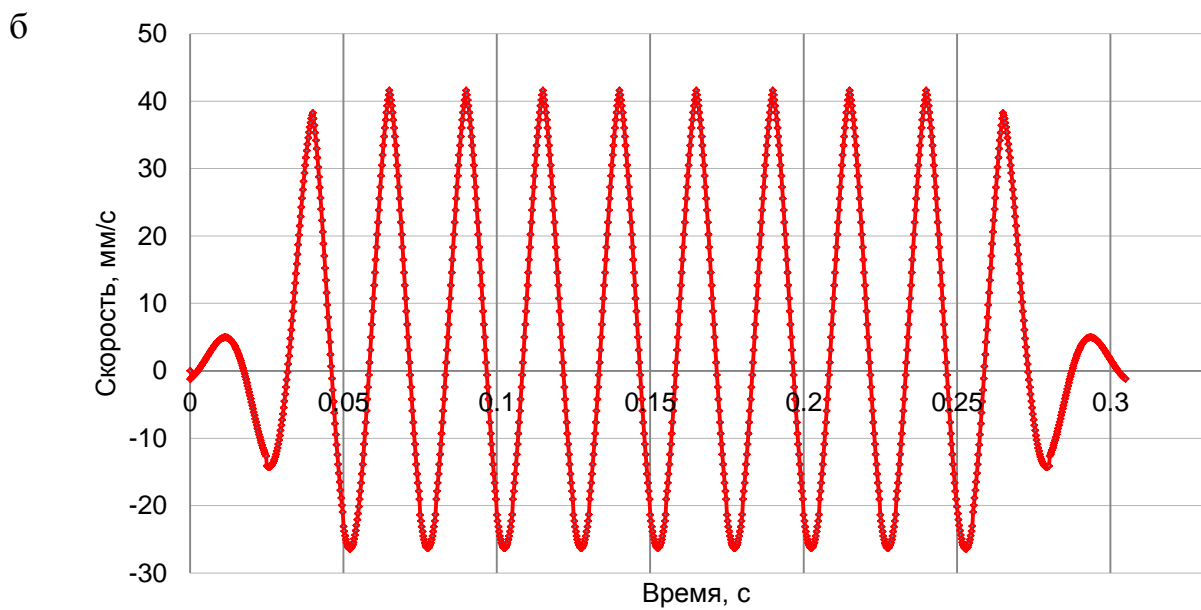
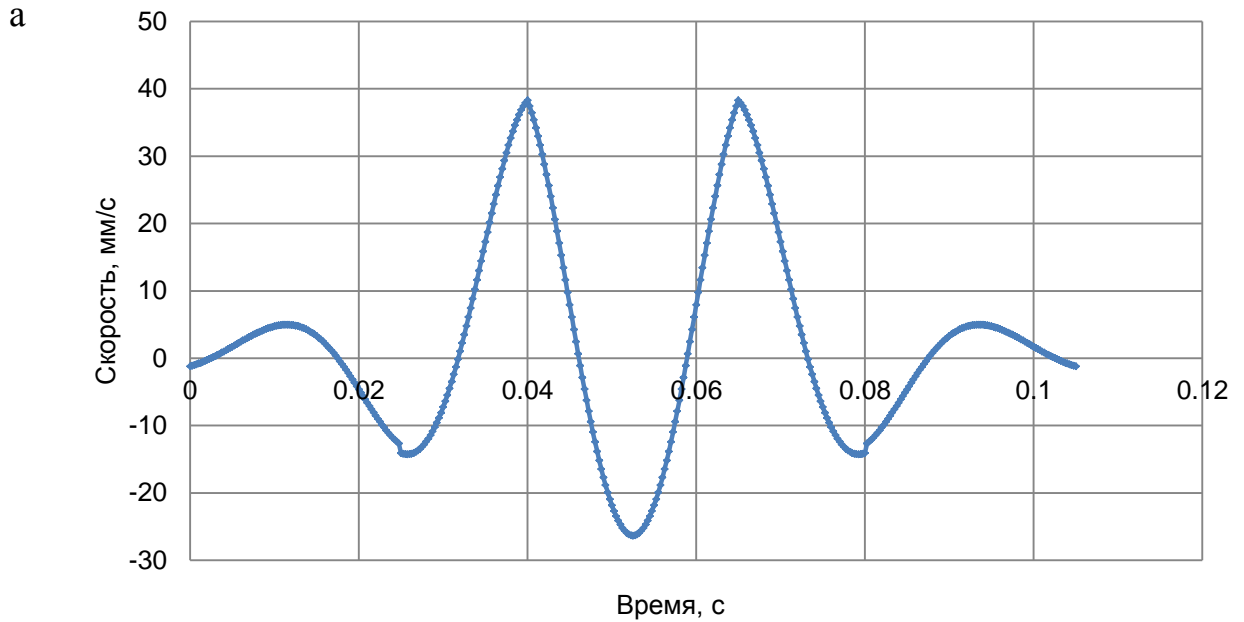


Рисунок В1 – Идеализированные сейсмограммы от инициирования двух (а) и десяти (б) групп зарядов

Расчетные идеализированные сейсмограммы от инициирования ста групп зарядов с различными интервалами замедлений для диапазона скоростей $V_0 = (4 \div 8)$ мм/с в дальней зоне ведения взрывных работ

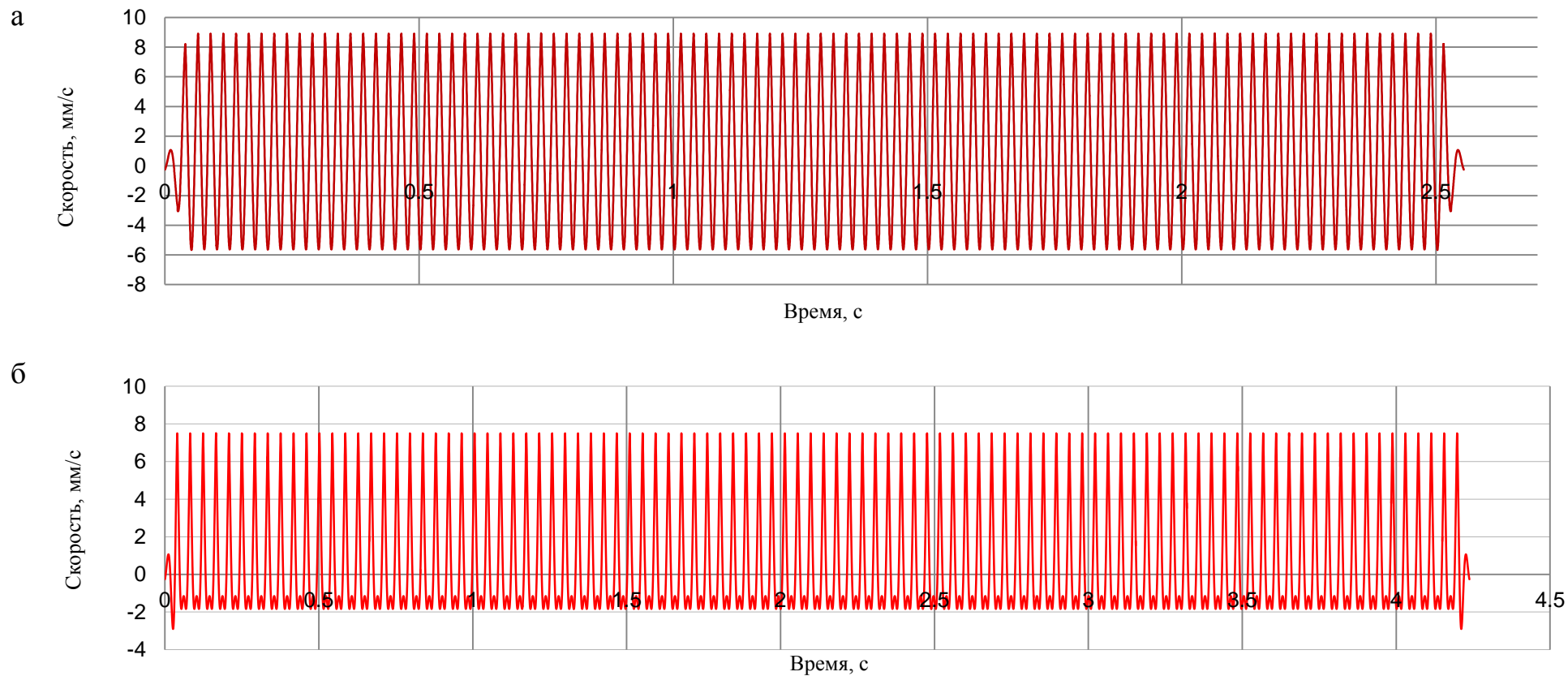


Рисунок В2 – Расчетные идеализированные сейсмограммы от инициирования ста групп зарядов при интервале замедления 25 мс (а), 42 мс (б)

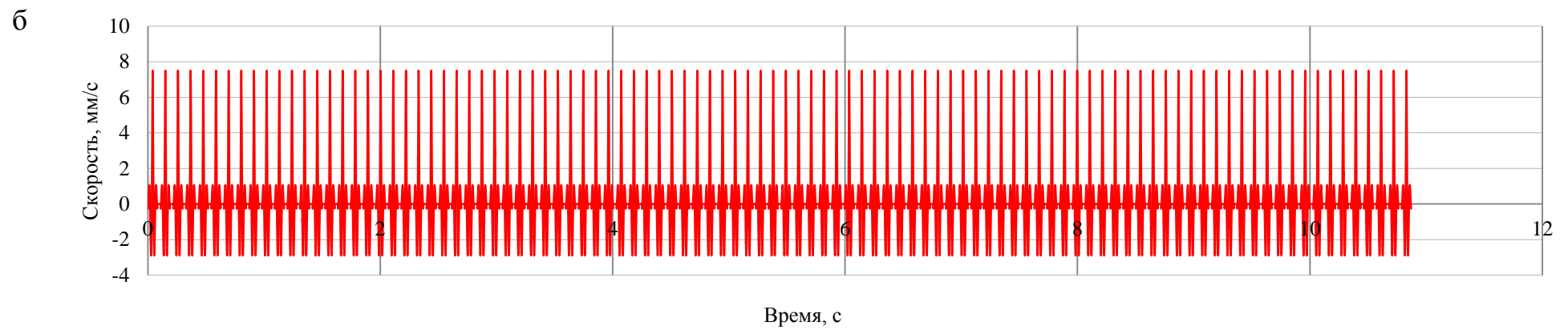
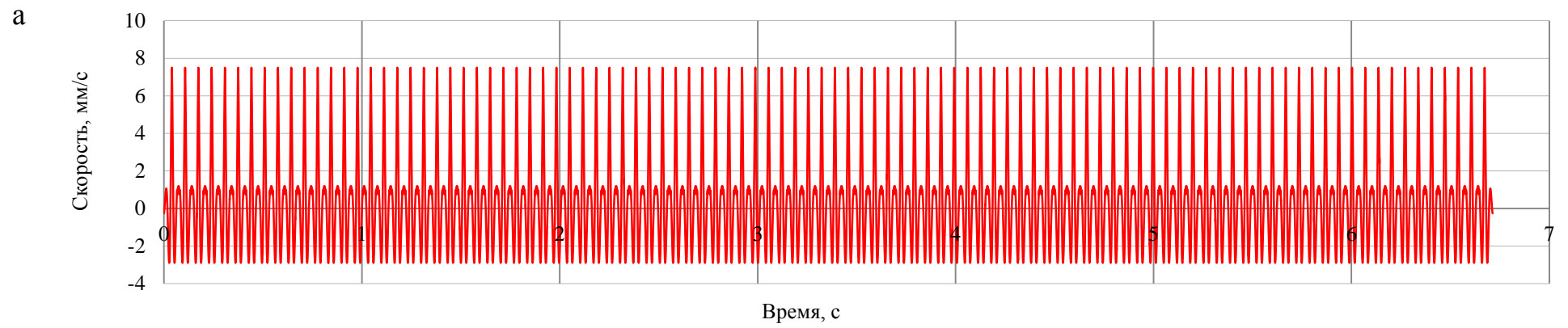


Рисунок В3 – Расчетные идеализированные сейсмограммы от инициирования ста групп зарядов при интервале замедления 67 мс (а), 109 мс (б)

Изохроны распределения результирующих перемещений в системе «массив горных пород – опора ЛЭП»

(массив – известняки; масштаб увеличен в 20000 раз)

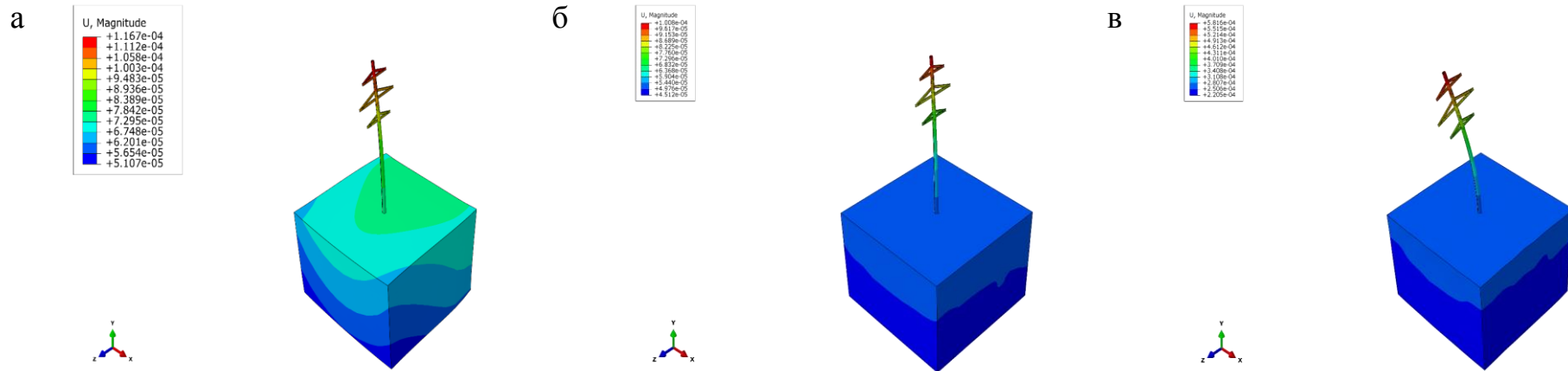


Рисунок В4 – Изохроны распределения перемещений в системе «массив горных пород – опора ЛЭП» в различные моменты времени при воздействии идеализированной сейсмограммы от инициирования: а – одной группы зарядов (дальняя зона); б – 2х групп зарядов (дальняя зона); в – 10ти групп зарядов (дальняя зона), м

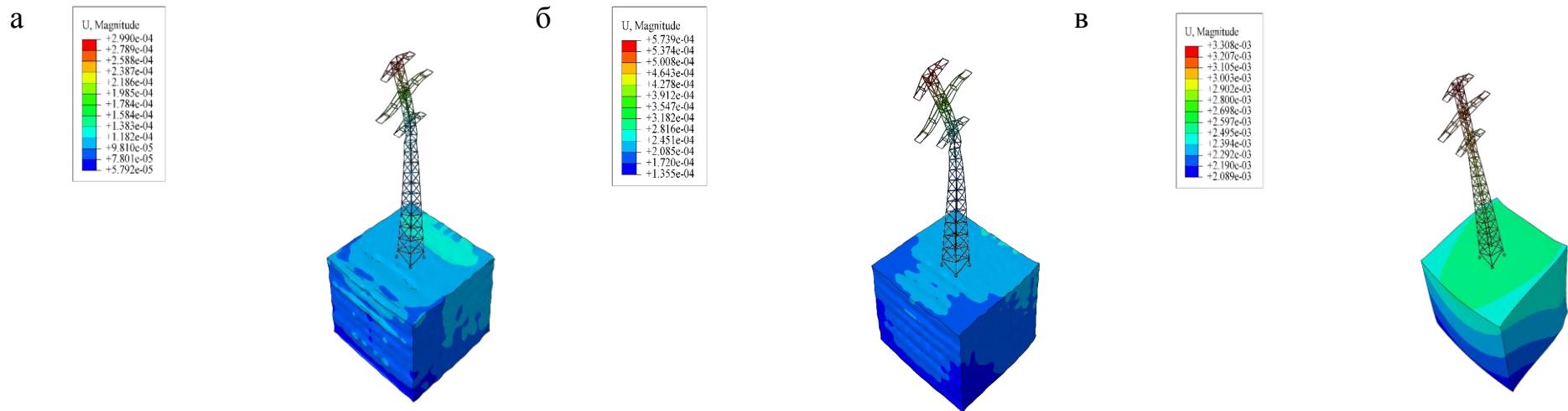


Рисунок В5 – Изохоры распределения перемещений в системе «массив горных пород – опора ЛЭП» в различные моменты времени при воздействии идеализированной сейсмограммы от инициирования: а – одной группы зарядов; б – 2х групп зарядов; в – 100 групп зарядов, м